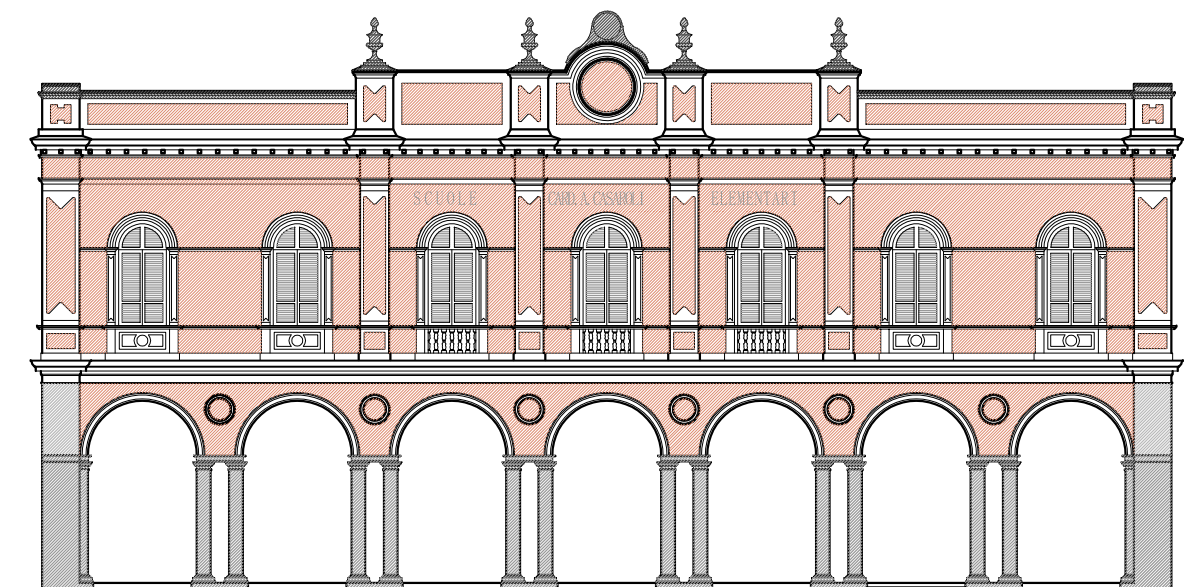


# RIFUNZIONALIZZAZIONE EX SCUOLE ELEMENTARI CASAROLI DA DESTINARE A NUOVA SEDE DEGLI UFFICI COMUNALI

## 3° STRALCIO LAVORI



Progetto PRELIMINARE  
ai sensi art. 17 del D.P.R. 207/2010

Progetto DEFINITIVO  
ai sensi art. 24 del D.P.R. 207/2010



Progetto ESECUTIVO  
ai sensi art. 33 del D.P.R. 207/2010

### RELAZIONE DI CALCOLO CORPO OTTOCENTESCO

COMMITTENTE

Comune di Castel San Giovanni



Piazza XX Settembre n° 2 Tel. + 39 0523 889611  
29015 Castel San Giovanni Fax + 39 0523 843882  
Piacenza E mail comune.castelsangiovanni@sintranet.it

COORDINATORE GRUPPO DI PROGETTAZIONE  
PROGETTISTA ARCHITETTONICO  
COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI  
PROGETTAZIONE

STUDIO ASSOCIATO Archh. ODDI



Corso G. Matteotti n° 66 Tel. + 39 0523 881310  
29015 Castel San Giovanni Fax + 39 0523 881965  
Piacenza E mail info@studiooddi.it

PROGETTISTA STRUTTURE

ING. FERRUCCIO ROSSETTI

Via Taverna n° 273 Tel. + 39 0523 484647  
29121 Piacenza Fax + 39 0523 489268  
Piacenza E mail info@rossetticanoni.it

PROGETTISTA IMPIANTI MECCANICI  
ED ELETTRICI

STUDIO TECNICO ASSOCIATO PARENTI



Via Fratelli Solari n° 17 Tel. + 39 0523 523157  
29027 Gariga di Podenzano Fax + 39 0523 523157  
Piacenza E mail massimo@staparenti.it

CODICE ELABORATO

RL

S

0006III

SCALA

/

REVISIONE  
02

DATA  
GENNAIO 2022

MOTIVO  
III STRALCIO FUNZIONALE

ESEGUITO  
ROSSETTI

CONTROLLATO  
ROSSETTI

APPROVATO  
ROSSETTI

## **Indice**

**1. INTRODUZIONE**

**2. CARATTERISTICHE DEL SOFTWARE**

### **ANALISI EDIFICIO STATO DI FATTO**

**3. DESCRIZIONE DEL SISTEMA STRUTTURALE DELL'EDIFICIO**

**4. GENERALITA' - PARAMETRI DI CALCOLO - AZIONE SISMICA**

**5. DATI PIANI**

**6. DATI MATERIALI**

**7. TELAIO EQUIVALENTE DELL'EDIFICIO**

**8. RISULTATI ANALISI SISMICA STATICA NON LINEARE (PUSHOVER)**

**9. RISULTATI ANALISI CINEMATICA LINEARE**

### **ANALISI EDIFICIO STATO DI PROGETTO**

**10. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO IN PROGETTO**

**11. GENERALITA' - PARAMETRI DI CALCOLO - AZIONE SISMICA**

**12. DATI PIANI**

**13. DATI MATERIALI**

**14. TELAIO EQUIVALENTE DELL'EDIFICIO**

**15. RISULTATI ANALISI SISMICA STATICA NON LINEARE (PUSHOVER)**

**16. RISULTATI ANALISI CINEMATICA LINEARE**

**17. VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI**

**18. CONCLUSIONI**

# **1.**

## **Introduzione**

### **1.1.**

#### **Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale**

##### **1.1.1**

#### **Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche**

Il fabbricato in progetto è ubicato nel centro urbano di Castel San Giovanni e la zona è caratterizzata in prevalenza da un tessuto formato da edifici bassi aventi struttura in muratura.

Dal punto di vista geomorfologico l'area, ad andamento sub pianeggiante, si colloca nel settore di media pianura su cui risulta impostato il centro urbano di Castel San Giovanni costituito da un ripiano alluvionale appartenente, secondo la terminologia in uso presso il Servizio Geologico di Stato, al Fluviale Wurm, costituito da alternanze irregolari di lenti ghiaiose, generalmente a matrice argillosa, con intercalazioni limoso-argillose.

Sulla base dei dati in possesso l'area oggetto di studio risulta costituita nella porzione superficiale da materiali di bassa consistenza estesi fino ad una profondità di circa 3 m seguiti da sedimenti ghiaiosi in abbondante matrice argillosa estesi oltre i 10 m di profondità.

##### **1.1.2.**

#### **Descrizione della struttura, criterio e classificazione dell'intervento in progetto**

L'intervento in esame è relativo alle opere strutturali occorrenti al restauro e alla rifunzionalizzazione di fabbricato da adibire a sede del municipio cittadino.

Il fabbricato, un tempo sede delle ex scuole "Casaroli" è attualmente in parte occupato da uffici comunali e in parte inutilizzato.

Trattandosi di edificio strategico di categoria IV, si prevede la realizzazione degli interventi strutturali occorrenti al raggiungimento del 60% della capacità portante prevista per gli Stati Limite secondo DM 2018 per l'azione sismica di progetto.

Il complesso è costituito da due corpi di fabbrica separati da giunto sismico di 5 cm :

- Il "corpo ottocentesco" : fabbricato originario dell'ex scuola elementare "Casaroli" che è stato terminato nel 1885 e che occupa la porzione sud dell'intero plesso con conformazione a corte chiusa;
- Il "corpo recente" : porzione di ampliamento della scuola realizzato nel 1956 nella parte retrostante a nord del corpo originario terminato nel 1885.

La presente relazione di calcolo è relativa al corpo ottocentesco per il quale sono previsti i seguenti interventi :

- la realizzazione di nuovi setti murari di controvento nella direzione debole (direzione X) dell'edificio atti a migliorarne il comportamento in caso di evento sismico in quanto contribuiranno ad aumentarne rigidezza e resistenza e di conseguenza a limitarne gli

spostamenti lungo tale direzione. Verranno quindi realizzati n° 2 nuovi maschi murari a tre teste (spessore cm. 38) nelle aule lato cortile interno ed un nuovo muro a quattro teste (spessore cm. 51) nell'ala ovest in sostituzione del muro avente spessore cm. 25 che delimita la scala. A differenza di quest'ultimo muro esistente che si estende in altezza fino al terzo orizzontamento di copertura del piano ammezzato, questi tre nuovi maschi murari si svilupperanno per tutti e tre i piani fuori terra del fabbricato (con la sola esclusione del piano sottotetto); i nuovi maschi murari verranno naturalmente dotati di idonee nuove travi in c.a. di fondazione;

- il rinforzo dei solai esistenti (quelli in laterocemento rasati tipo SAP di spessore pari a cm. 16 e quelli con orditura portante in putrelle metalliche o in travetti di legno e tavelle in laterizio) del secondo e del terzo orizzontamento per adeguarli alle necessarie portate mediante predisposizione di sovrastante soletta in c.a. avente uno spessore pari a cm. 5 adeguatamente ancorata alle murature perimetrali mediante ancoraggi iniettati. Con tale intervento gli orizzontamenti potranno essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano;
- il collegamento di tutti i solai esistenti ai muri che li delimitano al fine di evitare l'instaurarsi di meccanismi di collasso fuori piano delle pareti (meccanismi di I° modo) in caso di evento sismico;
- la predisposizione di elementi ad L in acciaio fissati al solaio di sottotetto al fine di evitare, in caso di sisma, il ribaltamento della veletta di coronamento della facciata sud;
- la predisposizione di catene metalliche costituite da piatti aventi sezione pari a mm. 15x50h in corrispondenza delle reni delle arcate disposte in direzione ovest-est per scongiurare la formazione di meccanismi a quattro cerniere che possono interessare gli archi in caso di evento sismico;
- la realizzazione di un nuovo vano ascensore nell'ala ovest del fabbricato delimitato da nuovi setti in muratura;
- l'adeguamento alla vigente normativa antisismica della dimensione del giunto di separazione tra il corpo recente e quello originario;
- la chiusura di alcune aperture nei soli muri interni del fabbricato.

La tipologia di intervento è classificabile, secondo il D.M. 2018, come intervento di **miglioramento**.

### **1.1.3.**

#### **Normativa tecnica e riferimenti tecnici adottati**

L'analisi della struttura in oggetto è condotta impiegando i principi della Scienza delle Costruzioni ed in conformità alle normative e disposizioni di legge vigenti, in particolare :

**D.M. 17.1.2018:** "Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n.42 del 20 febbraio 2018.

**Circolare 2.2.2009, n.617:** "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14.1.2008.

**Edifici monumentali: Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9.2.2011:**

“Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008”, di cui costituisce parte integrante la **Circ. 26 del 2.12.2010 del Ministero per i**

**Beni e le Attività Culturali:** “Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale”.

**Indirizzi per l'esecuzione degli interventi di cui all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3790 del 17.7.2009** (Riparazione con miglioramento sismico di edifici danneggiati), a cura della Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della Protezione Civile, Commissario Delegato (Eventi sismici provincia di L'Aquila, 6 aprile 2009).

#### 1.1.4.

#### Parametri di progetto

##### 1.1.4.1

##### Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, può essere usata per lo scopo per il quale è progettata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata nella tabella seguente :

TIPO DI COSTRUZIONE		VITA NOMINALE $V_N$ (anni)
1	Opere provvisorie, strutture in fase costruttiva	$\leq 10$
2	Opere ordinarie e opere infrastrutturali normali	$\geq 50$
3	Grandi opere e opere infrastrutturali di importanza strategica	$\geq 100$

La vita nominale è stabilita, in accordo con la Committente, in funzione delle caratteristiche dell'opera e della destinazione d'uso della medesima.

Nel caso in esame si assume :

Tipologia : **Opera ordinaria**  
Vita nominale  $V_N$  (anni) : **50**

##### 1.1.4.2

##### Classi d'uso

Le costruzioni sono suddivise in classi d'uso con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso dovute agli effetti dell'azione sismica.

Classe I : Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.  
Classe II : Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.  
Classe III : Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.  
Classe IV : Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività

pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n° 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C se appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per le costruzioni in progetto si assume:

Classe d'uso : **IV**

### 1.1.4.3

#### Periodo di riferimento dell'azione sismica

Le azioni sismiche vengono valutate in relazione al periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, con la seguente formula in funzione del coefficiente d'uso  $C_U$  :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come di seguito

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Se  $V_R \leq 35$  anni si pone comunque  $V_R = 35$  anni.

Si ottiene pertanto :

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 2 = \mathbf{100}$$

### 1.1.4.4

#### Livello di sicurezza della costruzione

Le opere e le componenti strutturali saranno progettate eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo da consentirne l'utilizzo per il livello di sicurezza e la vita nominale previsti.

Le strutture sono progettate per garantire i seguenti requisiti :

- sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo (SLU) : capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio, e dissesti in grado di compromettere l'incolumità delle persone, comportare la perdita di beni, provocare danni ambientali o mettere fuori servizio l'opera;

Principali stati limite ultimi :

- a) perdita di equilibrio
- b) spostamento o deformazioni eccessive tali da compromettere l'edificio
- c) raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura o delle sue parti
- d) collasso del terreno
- e) rottura di membrature e collegamenti per fatica o per tempo
- f) instabilità di parti della struttura

- sicurezza nei confronti dello stato limite di esercizio (SLE) : capacità di garantire le prestazioni attese in fase di esercizio;

Principali stati limite di esercizio :

- a) danneggiamenti locali tali da compromettere la durabilità
- b) spostamenti o deformazioni tali da limitare l'uso dell'edificio o di parti non strutturali dell'edificio (impianti, macchinari, ecc...)
- c) vibrazioni
- d) corrosione o eccessivo degrado dei materiali

- robustezza nei confronti dell'azione dovuta al sisma (situazione eccezionale);

Le azioni sulla struttura sono assunte come indicato nel D.M. 17-01-2018

Le verifiche verranno condotte sia nei riguardi degli SLU sia nei riguardi degli SLE.

La valutazione della sicurezza è condotta applicando il metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza .

La verifica della sicurezza nel riguardo degli *stati limite ultimi di resistenza* si effettua verificando il rispetto della seguente equazione :

$$R_d \geq E_d$$

Dove :

$R_d$  è la resistenza di progetto valutata in funzione delle caratteristiche dei materiali impiegati e ai valori nominale delle grandezze geometriche interessate;

$E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni

La verifica della sicurezza nel riguardo degli *stati limite di esercizio* si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

#### 1.1.4.5

##### Azioni di progetto sulla costruzione

#### 1.1.4.5.1

##### Classificazione delle azioni

a) *permanenti* (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) ( $G_1$ );
- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali ( $G_2$ );
- spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
- pretensione e precompressione (P);
- ritiro e viscosità;

- spostamenti differenziali;

b) *variabili* (Q): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;

- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini  $Q_{kj}$  rappresentano le azioni variabili della combinazione, con  $Q_{k1}$  azione variabile dominante e  $Q_{k2}$ ,  $Q_{k3}$ , ... azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante.

Le azioni variabili  $Q_{kj}$  vengono combinate con i coefficienti di combinazione  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$ .

c) *eccezionali* (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;

- incendi;

- esplosioni;

- urti ed impatti;

d) *sismiche* (E): azioni derivanti dai terremoti.

#### 1.1.4.5.2

##### Combinazione delle azioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni :

— *Combinazione fondamentale*, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

— *Combinazione caratteristica (rara)*, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili ove previsto :

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

— *Combinazione frequente*, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

— *Combinazione quasi permanente* (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

— *Combinazione sismica*, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E :

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

— *Combinazione eccezionale*, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto  $A_d$  :

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$



Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi che danno contributo favorevole.

Valori dei coefficienti parziali per lo SLU :

		Coefficiente $\gamma$	EQU	A1- STR	A2 -GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (1)	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Dove :

- EQU : stato limite di equilibrio come corpo rigido
- STR : stato limite di resistenza degli elementi strutturali comprese le fondazioni
- GEO : stato limite di resistenza del terreno

(1) Nel caso siano i carichi permanenti non strutturali siano compiutamente definiti possono assumersi per essi gli stessi coefficienti validi per i carichi permanenti

Valori dei coefficienti di combinazione per lo SLE, l'azione sismica e le situazioni eccezionali :

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

#### 1.1.4.5.3

##### Stati limite per azione sismica

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- *Stato Limite di Operatività (SLO)* : a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- *Stato Limite di Danno (SLD)* : a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- *Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)* : a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- *Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)* : a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

#### 1.1.4.5.4

##### **Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche**

Le categorie di sottosuolo per la definizione dell'azione sismica secondo le modalità ordinarie sono le seguenti :

- A* - Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi ;
- B* - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti ;
- C* - Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti ;
- D* - Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti ;
- E* - Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m ;

Le categorie riferite alle condizioni topografiche sono le seguenti :

- T1* - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$
- T2* - Pendii con inclinazione media  $i > 15^\circ$
- T3* - Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media  $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
- T4* - Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media  $i > 30^\circ$

#### 1.1.4.5.5

##### **Caratteristiche del sito relativo alla costruzione**

Caratteristiche geografiche :

- Comune : **Castel San Giovanni**
- Zona sismica : **3**
- Latitudine : **9,434°**
- Longitudine : **45,054°**

Tipologia di sottosuolo e topografia :

- Categoria di sottosuolo : **C**
- Categoria topografica : **T<sub>1</sub>**

#### **1.1.4.5.6**

#### **Analisi dei carichi**

##### **1.1.4.5.6.1**

##### **Impalcati**

#### **Impalcati - STATO FINALE**

##### **Copertura**

Permanenti :

- |  |   |
|--|---|
| - coppi                                      | 40 daN/m <sup>2</sup>                   |
| - lastre fibrocemento                        | 20                                      |
| - incidenza arcarecci e struttura in acciaio | <u>50</u>                               |
|  | Q <sub>p</sub> = 110 daN/m <sup>2</sup> |

Variabili :

- |                                 |   |
|---------------------------------|---|
| - copertura cat. H <sub>1</sub> | Q <sub>v</sub> = 120 daN/m <sup>2</sup> |
|---------------------------------|---|

##### **Solaio sottotetto**

Permanenti :

- |  |   |
|--|---|
| - getto collaborante 0,05x2.500 daN/m <sup>3</sup>   | 125 daN/m <sup>2</sup>                  |
| - nervature 6 x 0,055x0,075x2.500 daN/m <sup>3</sup> | 65                                      |
| - lamiera grecata                                    | 10                                      |
| - controsoffitto                                     | 35                                      |
| - intonaco alleggerito REI 30                        | <u>15</u>                               |
|  | Q <sub>p</sub> = 215 daN/m <sup>2</sup> |

Variabili :

- |                                  |  |
|----------------------------------|--|
| - sottotetto cat. H <sub>1</sub> | Q <sub>v</sub> = 50 daN/m <sup>2</sup> |
|----------------------------------|--|

Travi :

- |                               |           |
|-------------------------------|-----------|
| - peso proprio                | 60 daN/m  |
| - intonaco alleggerito REI 30 | <u>25</u> |

$$Q_P = 85 \text{ daN/m}$$

### Solaio SAP 16 cm rinforzato sottotetto

Permanenti :

- solaio SAP H=16 cm	130 daN/m <sup>2</sup>
- pacchetto rinforzo :	
nervature $((0,15 \times 0,16 \times 1.700 - 130 \times 0,15) + (0,03 \times 0,15 \times 1.700)) / 0,75$	38
polistirene $0,03 \times 0,60 \times 30 / 0,75$	1
soletta $0,05 \times 1.700$	85
- controsoffitto	40
- intonaco	30
	<hr/>
$Q_P =$	324 daN/m <sup>2</sup>

### Solaio SAP 16 cm rinforzato

Permanenti :

- pavimento galleggiante :	65 daN/m <sup>2</sup>
- solaio SAP H=12 cm	130
- pacchetto rinforzo :	
nervature $((0,15 \times 0,12 \times 1.700 - 110 \times 0,15) + (0,03 \times 0,15 \times 1.700)) / 0,75$	29
polistirene $0,03 \times 0,60 \times 30 / 0,75$	1
soletta $0,05 \times 1.700$	85
- controsoffitto	20
- intonaco	30
- (tavolati (solo per verifica locale solai	80)
	<hr/>
$Q_P =$	440 daN/m <sup>2</sup> (360 daN/m <sup>2</sup> )

Variabili :

- uffici aperti al pubblico cat. B <sub>2</sub>	$Q_V = 300 \text{ daN/m}^2$
---	-----------------------------

### Solaio in legno rinforzato

Permanenti :

- pavimento galleggiante	65 daN/m <sup>2</sup>
- soletta collaborante cls alleggerito $0,05 \times 1.700 \text{ daN/m}^3$	85
- tavelle	54
- travetti	28
- controsoffitto	20
- tavolati	100
	<hr/>
$Q_P =$	462 daN/m <sup>2</sup>

Variabili :

- uffici aperti al pubblico cat. B <sub>2</sub>	$Q_V = 300 \text{ daN/m}^2$
---	-----------------------------

### Solaio intermedio in volta

Permanenti :

- pavimento galleggiante	85 daN/m <sup>2</sup>
- livellina 0,015 x 2.000 daN/m <sup>3</sup>	30
- soletta in cls s=10 cm 0,10 x 2.500 daN/m <sup>3</sup>	250
- struttura supporto soletta in legno / muricci	50
- volta s=12 cm 0,12x1.800x1,5	330
- riempimento volta 1,00x0,30x1.800 daN/m <sup>3</sup>	200
- tavolati	100
$Q_P =$	1.045 daN/m <sup>2</sup>

Variabili :

- uffici aperti al pubblico cat. B <sub>2</sub>	$Q_V =$	300 daN/m <sup>2</sup>
---	---------	------------------------

### Solaio CELERSAP 16,5 cm rinforzato

Permanenti :

- pavimento galleggiante :	65 daN/m <sup>2</sup>
- solaio SAP H=12 cm	175
- pacchetto rinforzo :	
- nervature ((0,15x0,12x1.700 – 175x0,15)+(0,03x0,15x1.700))/0,50	24
polistirene 0,03x0,60x30/0,50	1
soletta 0,05x1.700	85
- controsoffitto	20
- intonaco	30
- (tavolati (solo per verifica locale solai	80)
$Q_P =$	565 daN/m <sup>2</sup> (485 daN/m <sup>2</sup> )

Variabili :

- uffici aperti al pubblico cat. B <sub>2</sub>	$Q_V =$	300 daN/m <sup>2</sup>
---	---------	------------------------

### Impalcati - STATO ATTUALE

#### Copertura

Permanenti :

- coppi	40 daN/m <sup>2</sup>
- lastre fibrocemento	20
- incidenza arcarecci e struttura in acciaio	30
$Q_P =$	110 daN/m <sup>2</sup>

Variabili :

- copertura cat. H <sub>1</sub>	$Q_V =$	120 daN/m <sup>2</sup>
---------------------------------	---------	------------------------

#### Solaio sottotetto

Permanenti :

- getto collaborante  $0,05 \times 2.500 \text{ daN/m}^3$
- nervature  $6 \times 0,055 \times 0,075 \times 2.500 \text{ daN/m}^3$
- lamiera grecata

$$\begin{array}{r} 125 \text{ daN/m}^2 \\ 65 \\ \hline 10 \\ Q_P = 200 \text{ daN/m}^2 \end{array}$$

Variabili :

- sottotetto cat.  $H_1$

$$Q_V = 50 \text{ daN/m}^2$$

Travi :

- peso proprio

$$\begin{array}{r} 60 \text{ daN/m} \\ \hline Q_P = 60 \text{ daN/m} \end{array}$$

### **Solaio SAP 16 cm sottotetto**

Permanenti :

- solaio SAP  $H=16 \text{ cm}$
- intonaco

$$\begin{array}{r} 130 \\ 30 \\ \hline Q_P = 160 \text{ daN/m}^2 \end{array}$$

Variabili :

- sottotetto cat.  $H_1$

$$Q_V = 50 \text{ daN/m}^2$$

### **Solaio SAP 16 cm**

Permanenti :

- piastrelle
- sottofondo  $0,06 \times 2.200$
- solaio SAP  $H=16 \text{ cm}$
- intonaco
- (tavolati (solo per verifica locale solai))

$$\begin{array}{r} 30 \text{ daN/m}^2 \\ 130 \\ 130 \\ 30 \\ \hline 110 \\ Q_P = 430 \text{ daN/m}^2 \text{ (330 daN/m}^2\text{)} \end{array}$$

Variabili :

- uffici aperti al pubblico cat.  $B_2$

$$Q_V = 300 \text{ daN/m}^2$$

### **Solaio in legno**

Permanenti :

- piastrelle
- sottofondo  $0,06 \times 2.200$

$$\begin{array}{r} 30 \text{ daN/m}^2 \\ 130 \end{array}$$

- soletta collaborante cls alleggerito 0,05x1.700 daN/m <sup>3</sup>	85
- tavelle	54
- travetti	28
- tavolati	100
	<hr/>
$Q_P =$	427 daN/m <sup>2</sup>

Variabili :

- uffici aperti al pubblico cat. B <sub>2</sub>	$Q_V =$ 300 daN/m <sup>2</sup>
---	--------------------------------

### **Solaio intermedio in volta**

Permanenti :

- piastrelle	30 daN/m <sup>2</sup>
- sottofondo 0,06x2.200	130
- soletta in cls s=10 cm 0,10 x 2.500 daN/m <sup>3</sup>	250
- struttura supporto soletta in legno / muricci	50
- volta s=12 cm 0,12x1.800x1,5	330
- riempimento volta 1,00x0,30x1.800 daN/m <sup>3</sup>	200
- tavolati	100
	<hr/>
$Q_P =$	1.090 daN/m <sup>2</sup>

Variabili :

- uffici aperti al pubblico cat. B <sub>2</sub>	$Q_V =$ 300 daN/m <sup>2</sup>
---	--------------------------------

### **Solaio CELERSAP 16,5 cm**

Permanenti :

- piastrelle	30 daN/m <sup>2</sup>
- sottofondo 0,06x2.200	130
- solaio SAP H=16 cm	175
- intonaco	30
- (tavolati (solo per verifica locale solai)	110
	<hr/>
$Q_P =$	475 daN/m <sup>2</sup> (365 daN/m <sup>2</sup> )

Variabili :

- uffici aperti al pubblico cat. B <sub>2</sub>	$Q_V =$ 300 daN/m <sup>2</sup>
---	--------------------------------

#### **1.1.4.5.6.2**

#### **Azione dovuta alla neve**

$$Q_s = \mu_1 * q_{sk} * C_E * C_t$$

Con zona I – mediterranea,  $a_s = 60$  m ed inclinazione  $0^\circ < \alpha < 30^\circ$  si ottiene :

$$q_{sk} = 150 \text{ daN/m}^2$$

$$\mu_1 = 0,8$$

$$C_E = 1,0$$

$$C_t = 1,0$$

$$Q_s = 0,8 \times 150 \times 1,0 \times 1,0 = 120 \text{ daN/m}^2$$

#### 1.1.4.5.6.3

##### Azione del vento

Con zona 2,  $a_s = 60 \text{ m s.l.v.}$  si ha :

$$V_b = 25 \text{ m/s}$$

La pressione del vento è data dalla seguente espressione:

$$P = Q_b C_e C_p C_d$$

Dove, con  $\rho$  (densità dell'aria) pari a  $1,25 \text{ kg/m}^3$  :

$$Q_b = \text{pressione cinetica di riferimento} = \frac{1}{2} \rho \times V_b^2 = 0,5 \times 1,25 \times 25^2 = 390 \text{ N/m}^2$$

Con classe di rugosità B (aree urbane, suburbane e industriali) e categoria IV si ha :

$$K_r = 0,22; \quad z_0 = 0,30 \text{ m}; \quad z_{\min} = 8 \text{ m}$$

$C_e$ , *coefficiente di esposizione* è valutato come segue :

$$C_e(z) = C_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

$$C_e(z) = K_r^2 \times C_t \times \ln(z/z_0)(7 + C_t \times \ln(z/z_0)) \quad \text{per } z > z_{\min}$$

assunto  $C_t$  *coefficiente topografico* = 1 risulta :

quota $z$ (m)	$C_e$
8	1,63
18	2,20

$C_p$  *coefficiente aerodinamico* è valutato come segue :

parete sopravento  $C_{pe} = +0,8$ ;

parete sottovento  $C_{pe} = -0,4$ ;

con fabbricato stagno e  $C_d$  *coefficiente dinamico* = 1 si ottiene :

quota $z$ (m)	Pressione $P_p$ (daN/m <sup>2</sup> )	Depressione $P_d$ (daN/m <sup>2</sup> )
0-8	$39 \times 1,63 \times 0,8 \times 1 = 52$	$39 \times 1,63 \times 0,4 \times 1 = 26$



0-18	$39 \times 2,20 \times 0,8 \times 1 = 70$	$39 \times 2,20 \times 0,4 \times 1 = 35$
------	---	---

#### 1.1.4.5.6.4

##### Azione del sisma

Il calcolo della azione sismica sulla struttura è condotto in accordo al punto 3.2 del D.M.14-01-2008.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P(V_R)$  nel periodo di riferimento  $V_R$ .

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P(V_R)$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$       accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_o$       valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c^*$       periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I parametri sono ricavati dal foglio elettronico Spettri-NTC.xls v.1.0.3 predisposto a cura del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e scaricato dal sito [www.cslp.it](http://www.cslp.it).

Per quanto attiene la determinazione del fattore di struttura si rimanda al punto 1.1.6.4 della presente relazione.

Si riportano nel seguito i tabulati relativi agli stati limite.

## FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☐ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE  
9,4345

LATITUDINE  
45,0592

☒ Ricerca per comune

REGIONE  
Emilia-Romagna

PROVINCIA  
Piacenza

COMUNE  
Castel San Giovanni

**Elaborazioni grafiche**

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri

**No di del reticolo intorno al sito**

**Reticolo di riferimento**

Controllo sul reticolo:

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione:

media ponderata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$   info

**Valori di progetto**

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="60"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="101"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="949"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1950"/>

**Elaborazioni**

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

**LEGENDA GRAFICO**

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

**Strategia di progettazione**

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

## 2. CARATTERISTICHE DEL SOFTWARE

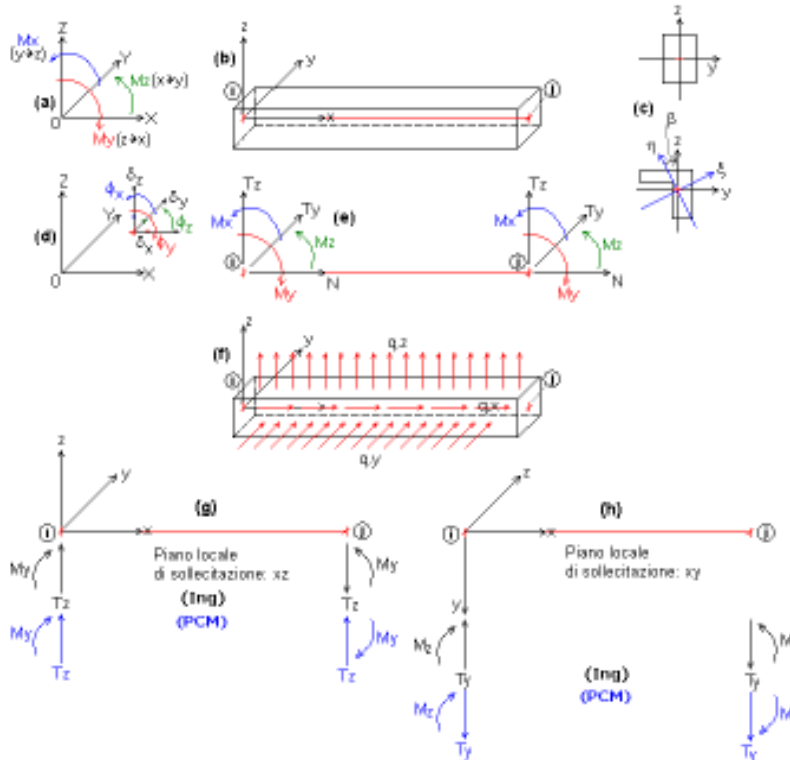
## CARATTERISTICHE DEL SOFTWARE

Aedes.PCM, Progettazione di Costruzioni in Muratura © 1997-2018 AEDES Software

Risoluzione ad elementi finiti di strutture composte da aste rettilinee comunque vincolate, inclinate e caricate nello spazio (3D), applicata alle costruzioni in muratura attraverso la modellazione a 'telaio equivalente', rappresentativo delle pareti murarie e degli elementi strutturali a loro collegati. Analisi: Modale, Statica lineare non sismica, Sismica: Statica, Dinamica modale, Statica non lineare (Pushover), in accordo con la Normativa vigente.

## CONVENZIONI SUI SEGNI

**Convenzioni** su: Sistemi di riferimento, Carichi, Sollecitazioni (forze e momenti), Spostamenti (traslazioni e rotazioni), Pareti in Muratura.



### 1) Sistemi di riferimento utilizzati da PCM.

- **Sistema di riferimento globale  $X Y Z$** , con origine in  $O$  (punto di coordinate nulle). E' una terna destrorsa, rappresentata in fig. (a). Il piano  $XY$  è orizzontale; i piani  $XZ$  e  $YZ$  sono verticali.

- **Sistema di riferimento locale  $x y z$**  per le aste: è una terna cartesiana destrorsa così definita: - origine nel nodo iniziale  $i$  dell'asta; - asse  $x$  coincidente con l'asse dell'asta e con verso dal nodo iniziale  $i$  al nodo finale  $j$ . La terna locale  $xyz$  si può immaginare derivante dalla globale  $XYZ$  dopo una serie di trasformazioni:

- una rotazione intorno all'asse  $Z$  che porti l'asse  $X$  a coincidere con la proiezione dell'asta sul piano orizzontale;
- una traslazione lungo il nuovo asse  $X$  così definito in modo da portare l'origine a coincidere con la proiezione del nodo iniziale dell'asta sul piano orizzontale;
- una traslazione lungo l'asse  $Z$  che porti l'origine a coincidere con il nodo iniziale dell'asta;
- una rotazione intorno all'asse  $Y$  così definito che porti l'asse  $X$  a coincidere con l'asse dell'asta;
- una rotazione intorno all'asse  $X$  così definito pari all'Angolo di Rotazione dell'asta, definito nei Dati Aste.

In pratica, con riferimento alla tipologia degli edifici (elementi orizzontali = travi, elementi verticali = pilastri):

- le travi con Angolo di Rotazione nullo hanno sempre l'asse  $z$  rivolto verso l'alto e l'asse  $y$  nel piano del solaio (piano orizzontale);
- i pilastri con Angolo di Rotazione nullo hanno l'asse  $y$  parallelo all'asse  $Y$  globale e l'asse  $z$  parallelo ma controverso all'asse  $X$  globale.

In fig. (b) è rappresentato il caso di una trave appartenente ad un telaio orientato secondo  $X$  (posto cioè nel piano  $XZ$ ): l'asse  $x$  è l'asse baricentrico dell'asta, con verso congiungente il nodo iniziale  $i$  con il nodo finale  $j$ ; l'asse  $z$  è verticale, e l'asse  $y$  è parallelo all'asse  $Y$  globale (per l'osservatore: entrante nel piano  $xz$ ).

- **Sistema di riferimento locale principale  $\xi \eta$** , che a causa di alcune tipologie di sezione non simmetriche o di rotazioni delle aste (per esempio, per pilastri aventi sezione rettangolare ma obliqui in pianta), può non coincidere con  $x y z$ : fig. (c). In tal caso, l'angolo  $\beta$  rappresenta la rotazione degli assi principali per fare in modo che il riferimento locale principale  $\xi \eta$  si sovrapponga al riferimento locale  $x y z$  (parallelo alla terna globale nel caso delle travi). L'angolo è positivo se orario, visto dall'asta (osservatore che da  $+x$  guarda il nodo iniziale  $i$ ). Le caratteristiche di sollecitazione sono calcolate nel sistema di riferimento locale principale (in generale, quindi, il momento  $M_y$  è da intendersi come  $M_\xi$ , mentre  $M_z$  come  $M_\eta$ ). Gli assi principali vengono definiti in modo tale che siano sovrapponibili per rotazione agli assi  $yz$ .

In PCM, per semplicità, gli assi locali  $yz$  sono considerati coincidenti con gli assi principali  $\xi \eta$ . Definendo ad esempio un pilastro con sezione a  $L$  e angolo  $\beta$  nullo, in pianta la sua sezione risulterà 'ruotata' rispetto ad assi di riferimento globali  $XY$  paralleli all'anima e all'ala della sezione a  $L$ ; per riportare la sezione in posizione parallela agli assi globali è sufficiente ruotare l'asta cui appartiene di un angolo  $\beta$  pari all'angolo principale (mostrato nei Dati Sezioni).

### 2) Forze e Spostamenti.

PCM adotta una convenzione univoca sia per le azioni esterne (carichi e cedimenti applicati ai nodi, carichi e sulle aste), sia per le azioni interne (caratteristiche di sollecitazione e di deformazione).

Forze e spostamenti sono positivi se equivalgono agli assi; coppie e rotazioni sono positive se antiorarie ( $x \rightarrow y$ ,  $y \rightarrow z$ ,  $z \rightarrow x$ ).

Per le azioni interne sull'asta  $i-j$ , la convenzione è invariata sia al nodo  $i$  iniziale, sia al nodo  $j$  finale.

## 2.1) Carichi.

**Nodi.** Possono essere applicati i seguenti carichi:

- Carichi Concentrati:  $P_X P_Y P_Z$ ,  $M_X M_Y M_Z$  (forze e coppie)
- Cedimenti Vincolari:  $d_X d_Y d_Z$ ,  $d_{\phi X} d_{\phi Y} d_{\phi Z}$  (cedimenti traslazionali e rotazionali)
- Masse Concentrate:  $m_X m_Y m_Z$ ,  $I_X I_Y I_Z$  (masse traslazionali e inerzie rotazionali)

Le forze concentrate ed i cedimenti vincolari traslazionali sono **positivi se equivalgono agli assi globali  $X Y Z$** ; le coppie concentrate ed i cedimenti vincolari rotazionali sono **positivi se antiorari** (si tratta delle medesime convenzioni adottate in ogni parte di PCM, per esempio anche per gli spostamenti incogniti e per le reazioni vincolari).

**Aste.** Le tipologie di carico consentite sono le seguenti (fig. (f)):

- Carico Distribuito Uniforme:  $Q_{duX}$ ,  $Q_{duY}$ ,  $Q_{duZ}$
- Carico Distribuito Lineare (max al vertice iniziale 'i'):  $Q_{dl iX}$ ,  $Q_{dl iY}$ ,  $Q_{dl iZ}$
- Carico Distribuito Lineare (max al vertice finale 'j'):  $Q_{dl jX}$ ,  $Q_{dl jY}$ ,  $Q_{dl jZ}$
- Carico Concentrato:  $P_x$ ,  $P_y$ ,  $P_z$ ,  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $M_z$ ,  $D_{Pi}$  [ $P, M$  = intensità delle componenti del carico concentrato: forze e coppie;  $D_{Pi}$  = distanza del carico concentrato dal vertice iniziale  $i$ ]
- Carico Termico (nel piano locale  $xy$ ):  $\Delta T_{sup}$ ,  $\Delta T_{inf}$ .

I carichi agenti sulle aste (distribuiti e concentrati) sono forniti in coordinate **globali** (le componenti  $X, Y, Z$  sono parallele alle corrispondenti direzioni globali).

Nel sistema di riferimento locale, le componenti di carico hanno il seguente significato:  $x$ : carico lungo l'asse dell'asta;  $y$ : carico ortogonale all'asta nel piano  $xy$ ;  $z$ : carico ortogonale all'asta nel piano  $xz$ .

I carichi (distribuiti e concentrati) sono positivi se equivalgono agli assi globali o locali, a seconda del sistema di riferimento; le coppie sono positive se antiorarie.

Con questa convenzione, ad esempio per le travi di un impalcato, i carichi dovuti ai pesi sono di tipo  $Z$ , con segno negativo.

## 2.2) Caratteristiche di Sollecitazione.

In fig. (e) sono rappresentate le azioni interne.

**Relazioni fra PCM e le consuete convenzioni ingegneristiche** (Ing).

Le caratteristiche di sollecitazione (azioni interne derivanti dal calcolo) hanno segno concorde con gli assi locali, e la convenzione è invariata sia per il nodo iniziale  $i$  sia per il nodo finale  $j$ . Ciò può comportare alcune discordanze con i segni attribuiti dalla consueta convenzione ingegneristica.

Nel seguito, vengono specificate le convenzioni sulle singole caratteristiche di sollecitazione, indicando con (Ing) la convenzione ingegneristica (che in PCM determina il tracciamento dei diagrammi), e con (PCM) la convenzione adottata da PCM.

**Momento Flettente  $M_y$**  (piano locale di sollecitazione:  $xz$ ):

(Ing) Il diagramma del Momento  $M_y$  viene rappresentato sempre dalla parte delle fibre tese. Si attribuisce segno + (fig. (g)) al Momento  $M_y$  rappresentato nel semipiano  $z < 0$ . Pertanto,  $M_y +$  tende le fibre a  $z < 0$ .

(PCM)  $M_y +$  se porta  $z$  su  $x$ . Pertanto:  $M_y +$  al nodo  $i$  indica fibre tese per  $z < 0$ ;  $M_y +$  al nodo  $j$  indica fibre tese per  $z > 0$ .

**Concordanza dei segni:**

Nodo  $i$  (PCM) concorde con (Ing).

Nodo  $j$  (PCM) discorde con (Ing).

**Taglio  $T_z$**  (piano locale di sollecitazione:  $xz$ ):

(Ing) Il Taglio  $T_z +$  tende a far ruotare il concio elementare in senso orario. Il Taglio  $T_z +$  è rappresentato nello stesso semipiano di  $M_y +$ , cioè nel semipiano  $z < 0$ .

(PCM)  $T_z +$  se orientato lungo  $+z$ .

**Concordanza dei segni:**

Nodo  $i$  (PCM) concorde con (Ing).

Nodo  $j$  (PCM) discorde con (Ing).

**Sforzo Normale  $N$ :**

(Ing) Lo Sforzo Normale è + se genera trazione, - se compressione. In un'asta tesa,  $N$  è sempre +.

Il diagramma di  $N$  si rappresenta convenzionalmente nel piano di sollecitazione  $xz$ , con  $N +$  posto nello stesso semipiano di  $M_y +$ , cioè nel semipiano  $z < 0$ .

(PCM)  $N +$  se equivale all'asse locale  $x$ .  $N +$  al nodo  $i$  indica compressione;  $N +$  al nodo  $j$  indica trazione. Pertanto, un'asta tesa ha  $N -$  al nodo  $i$  e  $+$  al nodo  $j$ .

**Concordanza dei segni:**

Nodo  $i$  (PCM) discorde con (Ing).

Nodo  $j$  (PCM) concorde con (Ing).

**Momento Flettente  $M_z$**  (piano locale di sollecitazione:  $xy$ ):

(Ing) Il diagramma del Momento  $M_z$  viene rappresentato sempre dalla parte delle fibre tese. Si attribuisce segno + (fig. (h)) al Momento  $M_z$  rappresentato nel semipiano  $y > 0$ . Pertanto,  $M_z +$  tende le fibre a  $y > 0$ .

(PCM)  $M_z +$  se porta  $x$  su  $y$ . Pertanto:  $M_z +$  al nodo  $i$  indica fibre tese per  $y > 0$ ;  $M_z +$  al nodo  $j$  indica fibre tese per  $y < 0$ .

**Concordanza dei segni:**

Nodo  $i$  (PCM) concorde con (Ing).

Nodo  $j$  (PCM) discorde con (Ing).

**Taglio  $T_y$**  (piano locale di sollecitazione:  $xy$ ):

(Ing) Il Taglio  $T_y +$  tende a far ruotare il concio elementare in senso orario. Il Taglio  $T_y +$  è rappresentato nello stesso semipiano di  $M_z +$ , cioè nel semipiano  $y > 0$ .

(PCM)  $T_y +$  se orientato lungo  $+y$ .

**Concordanza dei segni:**

Nodo  $i$  (PCM) discorde con (Ing).

Nodo  $j$  (PCM) concorde con (Ing).

**Momento Torcente  $M_x$ :**

(Ing) + se genera rotazione torsionale positiva sulla faccia sinistra del concio elementare. In un'asta soggetta a coppia torcente positiva

a sinistra e negativa a destra,  $M_x$  è sempre +.

Il diagramma di  $M_x$  si rappresenta convenzionalmente nel piano di sollecitazione  $xz$ , con  $M_x +$  posto nello stesso semipiano di  $M_y +$ , cioè nel semipiano  $z < 0$ .

(PCM) + se porta  $y$  su  $z$ .

*Concordanza dei segni:*

Nodo  $i$  (PCM) concorde con (Ing).

Nodo  $j$  (PCM) discorde con (Ing).

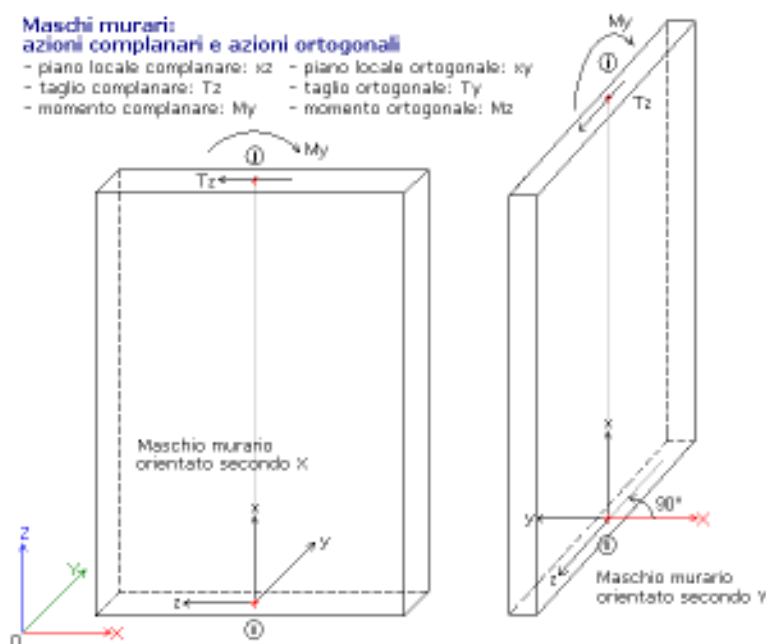
### 2.3) Caratteristiche di Deformazione.

In fig. (d) sono rappresentate le 6 componenti di spostamento spaziale (traslazioni e rotazioni) di un nodo della struttura.

In PCM tutti gli spostamenti sono riferiti al sistema di assi globale, ed hanno segno positivo se equivale agli assi; le rotazioni sono positive se antiorarie.

### 3) Pareti in Muratura.

In figura seguente sono rappresentati due maschi murari, uno orientato secondo  $X$ , l'altro secondo  $Y$ . L'orientamento viene definito dall'angolo in pianta, positivo se antiorario, misurato a partire dall'asse globale  $X$ . Il piano locale complanare è sempre il piano  $xz$ ; il piano locale ortogonale è sempre il piano  $xy$ .



### Descrizione di AZIONE SISMICA e PARAMETRI DI CALCOLO

Il Sistema di Unità di Misura adottato è il Sistema Internazionale. In generale, le forze sono espresse in  $kN$  e le tensioni in  $N/mm^2$ . In generale, i riferimenti normativi sono evidenziati in colore blu indicando direttamente al paragrafo corrispondente.

### AZIONE SISMICA: Normativa Italiana: D.M. 17.1.2018

#### - Struttura

**Vita Nominale** (anni) (§2.4.1) Numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

**Classe d'uso** §2.4.2 Utilizzando i valori della 'Vita Nominale' e del 'Coefficiente d'uso' corrispondente alla Classe d'uso, viene determinato il periodo di riferimento per l'azione sismica VR (§2.4.3).

#### - Pericolosità

**Individuazione del sito: Longitudine e Latitudine ED50** (gradi sessadecimali)

**Tipo di interpolazione**

- media ponderata §All.A,[3]

- superficie rigata §CA

**Tab.2, All.B**

- località non in Tab.2,All.B

- isola (località posta in Tab.2,All.B)

**Valori dei parametri  $ag$  (\*g),  $F_0$ ,  $TC^*$ (sec) per i periodi di ritorno di riferimento:**

*NTC08, §All.B: Tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica*

Per il sito di ubicazione della struttura, vengono specificati i valori di  $ag$ ,  $F_0$ ,  $TC^*$  per i periodi di riferimento: (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975, 2475 anni)

## - Stati Limite

### **P,VR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR §3.2.1**

Per ognuno dei 4 stati limite di riferimento (SLO, SLD, SLV, SLC) le azioni sismiche dipendono dalla corrispondente probabilità P di superamento nel periodo di riferimento VR

### **Valori dei parametri $a_g$ , $F_o$ , $TC^*$ e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascuno Stato Limite §3.2**

Per ognuno dei 4 stati limite di riferimento (SLO, SLD, SLV, SLC) vengono definiti TR (anni),  $a_g$  (\*g),  $F_o$ ,  $TC^*$  e S, TB, TC, TD (periodi in sec.)

## - Suolo

### **Categoria di sottosuolo §3.2.2**

### **Categoria topografica §3.2.2**

### **Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico §3.2.2**

### **Coefficiente di amplificazione topografica ST §3.2.3.2.1**

**Definizione di PGA:** la PGA (accelerazione orizzontale di picco al suolo), finalizzata a definire l'accelerazione sismica sostenibile dalla costruzione, può essere riferita al suolo rigido (roccia) oppure tenere conto degli effetti locali del sito attraverso il fattore di suolo S:

- accelerazione su roccia (analoga ad  $a_g$ )

- accelerazione al suolo (analoga ad:  $a_g \cdot S$ , dove:  $S = SS \cdot ST$ )

### **Microzonazione sismica**

## - Componenti

### **SLE: Smorzamento viscoso $\xi$ (%) §3.2.3.2.1**

### **SLU: Rapporto $\alpha_u/\alpha_1$ §7.8.1.3**

### **Regolarità in altezza §7.3.1**

**SLU: Fattore di comportamento** Valore del fattore di comportamento per la componente orizzontale del sisma. Per la componente verticale, si considera sempre  $q=1.5$ . *Per la muratura ordinaria: edifici nuovi: §7.8.1.3, edifici esistenti: §C8.7.1.2*

## PARAMETRI DI CALCOLO

### - Generale

#### Tipi di analisi

**Analisi Modale.** Non viene condotta l'analisi sismica della struttura. L'analisi si limita alla determinazione delle caratteristiche dinamiche, ossia al calcolo dei modi di vibrare della struttura, senza condurre ulteriori analisi di sollecitazioni e deformazioni. E' nell'Analisi Sismica Dinamica Modale che i risultati dell'analisi modale sono utilizzati per la generazione delle forze spettrali equivalenti ai vari modi di vibrare; nell'Analisi Sismica Statica Lineare le forze spettrali sono invece direttamente generate da un'approssimazione del primo modo di vibrare (per tale motivo questa analisi sismica statica è definita anche si dinamica semplificata, e coincide concettualmente con la tradizionale analisi sismica condotta con carichi staticamente equivalenti calcolati senza necessità di valutazione dei modi di vibrare).

Le masse considerate in Analisi Modale corrispondono alle masse sismicamente attive, cioè associate ai carichi gravitazionali secondo la (3.2.17), §3.2.4:  $G_1 + G_2 + \sum (\psi_{2,j} \cdot Q_{k,j})$

**Analisi Statica Lineare NON Sismica.** Calcolo di sollecitazioni e spostamenti, in dipendenza da carichi generici, cedimenti anelastici e variazioni termiche. Sono processate le combinazioni delle condizioni di carico elementari (CCC), così come specificate nei dati.

Analisi Sismiche Lineari:

**Analisi Sismica Statica Lineare (§7.3.3.2)** In EC8 è denominata: analisi sismica modale semplificata con spettro di risposta; essa infatti equivale ad una analisi sismica dinamica limitata al primo modo di vibrare.

**Analisi Sismica Dinamica Modale (§7.3.3.1)** In EC8 è denominata: Analisi sismica multimodale con spettro di risposta.

Nelle analisi sismiche lineari, la struttura viene risolta staticamente sotto l'azione delle forze sismiche, per due direzioni:  $\alpha$  e  $\alpha+90$  [vedi Angolo di ingresso del sisma]. Alle sollecitazioni determinate per effetto sismico, si "sommano" (in doppio segno, come sarà evidenziato nel seguito) le sollecitazioni corrispondenti alla somma delle condizioni di carico elementari sismicamente attive.

- **per edifici in muratura, in analisi sismica lineare: redistribuzione taglio base pareti (§7.8.1.5.2)** Per Analisi Sismica Lineare (Statica o Dinamica Modale) di Edifici in Muratura: in caso di Verifica (per azioni complanari) NON soddisfatta, è possibile applicare la Ridistribuzione del Taglio fra i maschi murari (richiede l'ipotesi di Piani Rigidi). La Ridistribuzione non agisce sulle fasce di piano e non aiuta quindi a soddisfarne la verifica

### **Analisi Sismica Statica NON Lineare Pushover (§7.8.1.5.4)**

## - Sismica

#### Direzioni di analisi e Combinazione delle componenti

#### **Angolo di ingresso del sisma**

Angolo (in gradi °) che la direzione sismica di riferimento forma con l'asse X (+: corrisponde alla rotazione antioraria di X verso Y). Eseguita l'analisi modale, il calcolo dei coefficienti di partecipazione e quindi delle forze spettrali viene eseguito nella direzione specificata e nella direzione ortogonale (frequentemente: a 0° e a 90°, cioè lungo l'asse X e lungo l'asse Y [le due direzioni orizzontali globali])

#### **Criterio di combinazione delle componenti orizzontali** (per le analisi lineari statica, dinamica)

Con riferimento a §7.3.5, per un dato effetto (spostamento o sollecitazione) le componenti orizzontali dell'azione sismica devono

essere considerate simultaneamente. La combinazione delle componenti dell'azione sismica non viene eseguita in Analisi Sismica Statica Non Lineare (Pushover). In Analisi Sismica Lineare (Statica o Dinamica Modale), è possibile combinare gli effetti dell'analisi condotta in ciascuna delle due direzioni tra loro ortogonali di riferimento, secondo una delle seguenti modalità:

- Combinazione non eseguita: si valutano solo risultati in direzione  $\alpha^\circ$  (ignorare cioè i risultati in direzione  $(\alpha+90)^\circ$ ).

In caso di  $\alpha=0$ , ciò significa considerare gli effetti del solo sisma X

- Combinazione non eseguita: si valutano solo risultati in direzione  $(\alpha+90)^\circ$  (ignorare cioè i risultati in direzione  $\alpha^\circ$ ).

In caso di  $\alpha=0$ , ciò significa considerare gli effetti del solo sisma Y

- Combinazione eseguita, calcolando la radice quadrata della somma dei quadrati:  $E = \sqrt{E_{\alpha}^2 + E_{(\alpha+90)}^2}$

- Combinazione eseguita, sommando ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione:  $\pm \text{Max} [(E_{\alpha} + 0.30 E_{(\alpha+90)}); (0.30 E_{\alpha} + E_{(\alpha+90)})]$  (è l'unica modalità indicata in §7.3.5)

#### **Ignorare effetti eccentricità accidentali**

Con questo parametro è possibile ignorare gli effetti dei momenti torcenti aggiuntivi dovuti all'eccentricità accidentale (pari a +/-5% della dimensione dell'edificio perpendicolare alla direzione sismica) (§7.2.6)

#### **Opzioni di analisi**

##### **Progettazione semplificata per zone a bassa sismicità'**

$S_d(T_1)$  (g) è il valore semplificato dello spettro di risposta

##### **Per analisi sismiche lineari:**

- **Altezza H della costruzione** (m) misurata a partire dal piano di fondazione

- **Quota Z di inizio degli effetti sismici** (m) (per analisi sismiche lineari)

Quota di riferimento Q per il calcolo delle forze sismiche (§7.3.3.2), rispetto alla coordinata  $Z=0.000$  assunta nei Dati. Con  $Q<0$  si può tenere conto dell'altezza delle fondazioni; con  $Q>0$  si attribuisce alla corrispondente zona inferiore dell'edificio un moto rigido insieme al terreno (p.es. in caso di piani interrati o di scantinati in c.a. di edifici in muratura considerati come 'strutture di fondazione').

In Analisi Sismica Dinamica Modale le masse ubicate al di sotto della quota di inizio degli effetti sismici sono considerate inattive

- **Amplificazione spostamenti sismici: ignorare ai fini del calcolo delle tensioni sul terreno**

Il fattore moltiplicativo sismico per gli spostamenti:  $\mu_d$  (§7.3.3.3 per SLV, §C.7.3.7 per SLO e SLD) può essere considerato solo ai fini degli spostamenti della sovrastruttura e non dei nodi di fondazione. Lo spostamento dei nodi di fondazione determina la tensione sul terreno, attraverso il coefficiente di Winkler. Pertanto, senza l'amplificazione sismica allo spostamento verticale dei nodi di fondazione si evita una sovrastima delle tensioni sul terreno

##### **Eseguire analisi per SLO, SLD**

Non selezionando queste due opzioni, è possibile limitare l'esecuzione delle analisi sismiche lineari a SLV

#### **Per Analisi Sismica Statica Lineare**

##### **Periodo principale T1 (sec) in direzione X e in direzione Y**

##### **Calcolo di T1 con relazione $T_1 = C_1 H^{(3/4)}$ §7.3.3.2**

- $C_1$  per il calcolo di  $T_1 = 0.05$

##### **$\lambda=1.00$ nella definizione delle forze in Sismica Lineare**

Secondo §7.8.1.5.2, l'Analisi Sismica Statica Lineare per edifici in muratura è applicabile anche nel caso di edifici irregolari in altezza, purché si ponga  $\lambda=1.00$  (§7.3.3.2)

##### **- Analisi Modale**

L'Analisi Modale viene condotta con il metodo di Lanczos.

##### **Criterio e numero di modi da calcolare**

Possibili opzioni:

- tutti i modi corrispondenti agli ND gradi di libertà dinamici del sistema (ND non è un dato in input, ma dipende dalle caratteristiche della struttura e viene definito nel corso dell'analisi)
- numero di modi specificato in input (NC), con limite superiore ND

##### **Criterio e numero di modi da considerare**

Possibili opzioni:

- tutti i modi calcolati
- numero di modi specificato in input, con limite superiore pari a NC
- tutti i modi, fra quelli calcolati, con massa partecipante superiore al 5% (occorre aver calcolato tutti i modi)
- un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Il numero di modi calcolati potrebbe non essere sufficiente a soddisfare questa condizione: in tal caso, i modi considerati saranno tutti gli NC calcolati, e nei risultati dell'analisi modale si potrà osservare che la massa partecipante non supera l'85%
- tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85% (§7.3.3.1)

##### **Metodo di combinazione dei modi**

La modalità di combinazione dei modi al fine di calcolare sollecitazioni e spostamenti complessivi, può essere una delle due seguenti:

- SRSS (square root of sum of squares, radice quadrata della somma dei quadrati). Questo metodo viene applicato solo se ciascun modo differisce di almeno il 10% da tutti gli altri, come indicato in OPCM 3274/2003. SRSS non è previsto da NTC 18



- CQC (complete quadratic combination, combinazione quadratica completa) (§7.3.3.1)

## - Muratura

### Tipo di edificio

**Muratura** (ordinaria, armata, armata con gerarchia delle resistenze)

#### - tipologia

Per edifici esistenti il Livello di Conoscenza ed il corrispondente Fattore di Confidenza sono proprietà dei singoli materiali. Il Fattore di Confidenza FC viene normalmente definito in relazione al livello di conoscenza (§C8A.1.4), ed assume valore pari a 1.00, 1.20 o 1.35; in alcuni casi può assumere valori diversi: in particolare, per gli edifici monumentali la Normativa specifica (Dirett.PCM 9.2.2011) definisce la modalità di calcolo di FC in §4.2

#### - per edificio nuovo: verifica di robustezza secondo §3.1.1

In caso affermativo, per l'analisi statica (non sismica) di un edificio nuovo vengono imposte azioni nominali convenzionali, in aggiunta alle altre azioni esplicite (non sismiche e da vento) da applicarsi secondo due direzioni ortogonali e consistenti in una frazione dei carichi pari all'1%. PCM traduce questa prescrizione nelle verifiche di resistenza incrementando direttamente momento flettente e taglio di una quota pari all'1% dello sforzo normale

#### - $\gamma_M$ in Analisi Statica

Il valore di riferimento del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali è definito in Tab. 4.5.II, §4.5.6.1

#### - $\gamma_M$ in Analisi Sismica

Il valore di riferimento del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali per azioni sismiche è definito in §7.8.1.1

### Comportamento muratura

#### **Diagramma di calcolo tensione-deformazione (§4.1.2.1.2.2)**

Definisce il diagramma di comportamento della muratura secondo una delle due seguenti modalità:

- Stress-block, con:  $\mu = (l^2 t \sigma_0 / 2) [1 - (\sigma_0 / 0.85 f_d)]$  (§7.8.2.2.1), o equivalentemente:  $M' = N' / 2 * (1 - N')$ ,  $M' = M / (N_u l)$ ,  $N' = N / N_u$ , dove:  $N_u = 0.85 f_d l t$

- Parabola-rettangolo, con  $\mu$  da diagramma di resistenza N-M. Questa opzione è automaticamente utilizzata per sezioni di muratura armata o consolidate con FRP / CAM / Reticolatus. Con questa opzione è possibile definire con esattezza la zona reagente, ai fini della verifica a Taglio per Scorrimento, assicurando coerenza fra Taglio e PressoFlessione (N, M e T agiscono contemporaneamente sulla sezione trasversale)

**Muratura:**  $\epsilon_{m2}$ ,  $\epsilon_{mu}$  (per mille)

Per il modello parabolico-rettangolare, vengono specificate la deformazione di inizio tratto plastico ( $\epsilon_{m2}$ ) e la deformazione ultima ( $\epsilon_{mu}$ )

#### **Per murature esistenti: coefficienti correttivi [Tab. C8A.2.2]**

Per l'applicazione contemporanea di 2 o più coefficienti correttivi dei parametri meccanici, sono possibili due opzioni alternative:

- sommare gli effetti rispetto al valore di riferimento del parametro, oppure:
- amplificare gli effetti moltiplicando i coefficienti correttivi

## - Analisi

### Per maschi murari

#### **Contributo rigidezza trasversale**

In caso non affermativo, viene trascurata la rigidezza trasversale di una parete attribuendo alla sua asta rappresentativa il vincolamento a biella in direzione ortogonale al piano della parete stessa.

#### **Assemblaggio rigidezza flessionale (EJ) per elementi contigui**

In caso affermativo, valuta per ogni asta l'eventuale incremento di rigidezza flessionale (EJ complanare) dovuto all'assemblaggio di pareti contigue. L'assemblaggio riguarda gli elementi che rispettano i seguenti requisiti: sono elementi murari verticali (maschi in muratura ordinaria o armata) con la medesima tipologia; appartengono allo stesso piano; hanno identica sigla alfanumerica identificativa del gruppo di assemblaggio; hanno identico Vincolo flessionale complanare (con la condizione aggiuntiva che non devono essere bielle: l'assemblaggio viene effettuato solo su elementi di controvento).

### Analisi Sismica: valutazione della sicurezza

#### **Tipo di valutazione della sicurezza sismica**

E' possibile identificare la struttura corrente come Stato di Progetto di un Intervento di Miglioramento.

In tal caso, si possono indicare nomi di files distinti, corrispondenti ad altrettanti progetti di PCM, che consentono il confronto fra Stato di Progetto e Stato Attuale (precedentemente elaborato), distinguendo anche la possibilità di fare riferimento a files diversi per l'analisi strutturale globale (lineare e/o pushover) e per l'analisi cinematica.

#### **Per edifici esistenti: valutare la sicurezza con riferimento al solo SLV (§8.3)**

Per gli edifici in muratura esistenti, è possibile identificare la valutazione della sicurezza della costruzione con le sole verifiche a stato limite ultimo SLV (verifiche di resistenza)

### Analisi Sismica lineare: varie

Eseguire le verifiche di sicurezza anche per combinazioni (Nmin, T/Mmax), (Nmax, T/Mmin)



In Analisi Lineare, il parametro indica se considerare o meno anche le combinazioni (N min, T/M max), (N max, T/M min)

#### **Ridistribuzione del taglio (§7.8.1.5.2-3)**

- **max riduzione taglio base pareti (%)**, - **max aumento taglio base pareti (%)** Per l'applicazione della tecnica di Ridistribuzione del Taglio (§7.8.1.5.2), NTC18 indica i limiti -25% / +25% (unitamente al confronto con il 10% del taglio di piano). Queste limitazioni erano state precedentemente introdotte, nelle Norme Italiane, da OPCM 3431/2005. Altri valori di riferimento presenti in altri testi normativi sono i seguenti: -25% / +33% (OPCM 3274/2003) e -30% / +50% (EC8, §5.4.(6))

- **confronto con  $0.1 \cdot V_{\text{piano}}$**  Secondo NTC18, deve aversi che il valore assoluto della variazione di taglio in ciascuna parete  $\Delta V$  non sia superiore a:  $\Delta V \leq \max \{0.25|V|, 0.1|V_{\text{piano}}|\}$ , dove  $V$  è il taglio nella parete e  $V_{\text{piano}}$  è il taglio totale al piano nella direzione parallela alla parete. Questo parametro è lasciato opzionale in PCM per poter eseguire la redistribuzione del taglio con il solo riferimento alle variazioni percentuali del taglio nella parete (ad es., EC8 non prevede la condizione sul taglio globale di piano)

#### **- Verifiche**

##### **Per maschi murari**

##### **Verifica in sommità nelle Analisi Lineari**

Le Verifiche vengono eseguite obbligatoriamente nelle sezioni di Base. Per quanto riguarda le sezioni di Sommità, le verifiche (in Analisi Statica e in Analisi Sismica lineare) possono essere eseguite secondo una delle tre seguenti modalità:

in nessun caso; a tutti i piani, tranne l'ultimo; in tutti i casi

In analisi pushover le verifiche in sommità: per PressoFlessione vengono sempre eseguite; per il Taglio per scorrimento vengono sempre eseguite tranne che per l'ultimo piano (o per la sommità di pareti che non hanno continuità superiore).

##### **PressoFlessione Complanare**

##### **Eseguire le Verifiche a PressoFlessione Complanare (§7.8.2.2.1)**

##### **Considerare la Flessione solo nei maschi snelli**

è possibile limitare le verifiche a pressoflessione complanare ai soli maschi snelli. La snellezza della parete è definita dal rapporto ( $h/l$ ) fra altezza e lunghezza di base della parete; l'altezza  $h$  è definita dalla luce deformabile (al netto quindi delle eventuali zone rigide di estremità)

##### **- snellezza di riferimento**

In caso di limitazione alle pareti snelle, è il valore di riferimento del rapporto ( $h/l$ ): solo le pareti aventi snellezza superiore a tale valore vengono sottoposte a verifica a pressoflessione complanare

##### **Taglio per Scorrimento**

##### **Eseguire le Verifiche a Taglio per Scorrimento (§7.8.2.2.2)**

##### **Modalità di calcolo della zona reagente**

Possibili opzioni:

- la zona reagente viene determinata mediante una distribuzione triangolare delle tensioni [EC6, §4.5.3.(6)]

- la zona reagente a taglio coincide con la zona reagente a pressoflessione. Questa opzione è possibile nel caso in cui il diagramma di comportamento della muratura sia "parabola-rettangolo"

##### **Maschi in muratura ordinaria: prescindere in ogni caso dalla parzializzazione**

In caso affermativo, il taglio per scorrimento viene valutato sull'intera sezione, altrimenti solo sulla zona reagente

##### **Taglio per Fessurazione diagonale**

##### **Eseguire le Verifiche a Taglio per Fessurazione diagonale (§C8.7.1.5)**

##### **Per muratura nuova, in Analisi lineare: $\tau_o = f_{vmo}$**

per la resistenza a taglio per fessurazione diagonale in analisi lineare, per la muratura nuova (in assenza di specifiche normative) è possibile assumere, in analogia con la muratura esistente, il valore medio  $f_{vmo}$  anziché il valore caratteristico  $f_{vko}$

##### **PressoFlessione Ortogonale**

##### **Analisi Statica (§4.5.6.2)**

##### **- a. Con azioni da modello di calcolo 3D**

Verifiche di sicurezza per pressoflessione ortogonale con sollecitazioni derivanti dall'analisi spaziale del modello 3D dell'edificio. Questa verifica richiede lo schema spaziale ed è influente per modellazioni piane. La verifica viene condotta con riferimento alla sezione più sfavorevole, considerando la parete soggetta ai momenti superiore e inferiore e, per pareti esposte al vento, l'effetto flessionale dovuto al carico orizzontale distribuito lungo l'altezza.

##### **- b. Metodo semplificato (ipotesi di parete incernierata) (§4.5.5, §4.5.6.2)**

Verifica a pressoflessione ortogonale condotta per ogni parete nelle sezioni di sommità, base e mezzeria, come da Normativa, con riferimento alla luce deformabile ortogonale: le cerniere si suppongono poste agli estremi della luce deformabile, coerentemente con la modellazione a telaio equivalente. Per la sommità si usano le azioni da calcolo derivanti dallo schema a telaio, depurate dagli effetti del vento; per la mezzeria, si considera il momento dovuto al vento (che produce l'eccentricità  $e_v$ ) agente sullo schema di asta incernierata; per la base, non si considera il vento e il carico si suppone ricentrato (deve comunque essere considerata l'eccentricità accidentale).

##### **- Eseguire le verifiche (a, b) solo in mezzeria**

E' possibile limitare le verifiche a pressoflessione ortogonale alle sole sezioni di mezzera delle pareti

### **Analisi Sismica (§7.8.2.2.3)**

#### **- a. Con azioni da modello di calcolo 3D**

Verifiche di sicurezza per pressoflessione ortogonale con sollecitazioni derivanti dall'analisi spaziale del modello 3D dell'edificio. Questa verifica richiede lo schema spaziale ed è influente per modellazioni piane; se richiesta, viene eseguita in analisi lineare ed anche in analisi statica non lineare (se confermata nelle opzioni dell'analisi pushover). La verifica viene condotta nelle sezioni di base e di sommità, dove sono massimi gli effetti flessionali dovuti alla sollecitazione sismica (prodotta da masse concentrate poste agli estremi dell'asta).

#### **- b. Con azioni convenzionali**

Verifiche di sicurezza a pressoflessione ortogonale per azioni convenzionali, condotte secondo quanto prescritto da §7.2.3 (forze equivalenti, per elementi non strutturali; a tale punto riconduce §7.8.1.5.2). Queste verifiche possono essere eseguite sia per modelli spaziali che piani, ma limitatamente all'analisi lineare. In caso di analisi globale dell'edificio condotta con il metodo statico non lineare, eventuali richieste sulla capacità delle pareti per azioni ortogonali convenzionali richiedono necessariamente anche l'esecuzione dell'analisi lineare (il cui interesse sui risultati si focalizzerà ovviamente sulla sola pressoflessione ortogonale convenzionale). La verifica viene condotta con riferimento alla sezione di mezzera, e per le sollecitazioni alle estremità (sforzo normale, momenti superiore e inferiore) viene considerato il solo valore statico, attribuendo gli effetti sismici solo al carico sismico orizzontale distribuito lungo l'altezza.

#### **- Assumere $T_a=0$ per tutte le pareti che rispettano i requisiti della Tab.7.8.II, per muratura sia nuova che esistente**

Secondo §7.8.1.5.2, per le pareti murarie che rispettano i requisiti dimensionali riportati in tab.7.8.II, si assume  $T_a=0$ . Se questo parametro è attivato, tale prescrizione è estesa anche alle pareti in muratura esistente

### **In Analisi Statica (a) e Analisi Sismica (a, b):**

#### **- Riduzione della resistenza per gli effetti di instabilità**

La verifica di stabilità è una verifica complessiva per l'asta, e viene svolta tenendo conto sia del carico assiale variabile (dovuto al peso proprio) sia delle azioni trasversali (vento, sisma).

#### **- Considerare eccentricità minima ( $h/200$ )**

E' possibile considerare un'eccentricità minima ( $h/200$ ) [(4.5.9) in §4.5.6.2] anche per verifiche con azioni da modello di calcolo (3D) e, in sismica, con azioni convenzionali

#### **- Pushover (1)**

Parametri caratteristici dell'Analisi Pushover per edifici in muratura (§7.3.4.1, §7.8.1.5.4)

### **Distribuzioni di forze**

Le distribuzioni di forze sono suddivise nel modo seguente:

#### **Gruppo 1: distribuzioni principali**

**Fisse** (rapporti tra forze fissi nel corso del processo incrementale)

(A) **Lineare**: forze proporzionali a quelle da utilizzarsi per l'analisi statica lineare

(B) **Uni-modale**: forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione

(C) **Dinamica**: forze corrispondenti alla distribuzione delle forze modali calcolate con analisi dinamica lineare, tenendo conto di tutti i modi considerati

(D) **Multi-modale**: forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente ad una forma modale equivalente, tenendo conto di tutti i modi considerati

#### **Gruppo 2: distribuzioni secondarie**

(E) **Uniforme**: forze proporzionali alle masse

**Adattive** (la distribuzione di forze viene aggiornata ad ogni evoluzione di rigidità, previa riesecuzione dell'analisi modale):

(F) **Uni-modale**

(G) **Dinamica**

(H) **Multi-modale**

Le distribuzioni (A)(B)(C) del Gruppo 1 e (E)(F)(G) del Gruppo 2 sono espressamente citate in §7.3.4.1. Le distribuzioni (D)(H) possono essere considerate distribuzioni multi-modali, alternative o complementari alle (C)(G).

Per edifici in muratura nuovi, con impalcati rigidi, si considereranno almeno una distribuzione del Gruppo 1 e almeno una del Gruppo 2, con le limitazioni previste: (A) e (B) sono applicabili solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha massa partecipante non inferiore al 60% (§7.8.1.5.4); (C) solo se il periodo fondamentale è superiore a  $T_C$ .

Per edifici in muratura esistenti, potranno essere utilizzate le distribuzioni (A)(E) indipendentemente dalla massa partecipante del primo modo (§C8.7.1.4).

Le distribuzioni (C)(G) dipendono dalle forze spettrali: pertanto, poichè a SLD (di danno) e SLV (ultimo) corrispondono due distinti spettri di risposta, l'analisi pushover si differenzia fra i due stati limite; ognuna delle due verifiche a SLD e SLV si effettua nel corrispondente diagramma. Per tutte le altre distribuzioni, il diagramma pushover SLD e SLV è coincidente, ed in esso sono eseguite entrambe le verifiche

### **Fattore di partecipazione modale**

#### **Masse per fattore part.modale**

Metodo di valutazione delle masse per il calcolo del Fattore di partecipazione modale, che consente la trasformazione da M-GDL a 1-GDL: sono possibili le due seguenti opzioni:

- matrice di massa del sistema reale (con masse traslazionali  $m_X$   $m_Y$  e inerzie torsionali  $J_Z$ ),
- solo masse traslazionali nella direzione di analisi (solo per analisi secondo X o Y:  $\alpha=0^\circ$ ).

#### **Fattore di partecipazione modale $\Gamma = 1.00$ in distribuz. uniforme (E)**

Per la distribuzione uniforme (E) è possibile adottare il valore 1.000 per il fattore di partecipazione modale, il che equivale a considerare coincidenti i due sistemi M-GDL e 1-GDL (un esempio di valore 1.000 per la distribuzione uniforme è riportato in: "The N2 method for simplified non-linear seismic analysis - overview and recent developments", P.Fajfar and M.Dolsek, in: L'Ingegneria Sismica in Italia, XI Convegno ANIDIS (Relazioni ad invito), 2004)

#### **Incrementi di taglio, Direzioni di analisi, Punto di controllo**

##### **Incremento di taglio alla base (kN)**

- iniziale (fino al taglio di prima plasticizzazione): incremento progressivo di taglio alla base dell'edificio, durante la fase iniziale (elastica) dell'analisi, prima del raggiungimento della prima plasticizzazione
- dopo il taglio di prima plasticizzazione: incremento progressivo di taglio alla base dell'edificio, dopo il raggiungimento della prima plasticizzazione (un valore inferiore all'incremento iniziale permette di cogliere con maggiore precisione il comportamento nel campo oltre la fase elastica)

##### **Direzione e verso di analisi**

$+\alpha$  (+X per  $\alpha=0^\circ$ ),  $-\alpha$  (-X per  $\alpha=0^\circ$ ),  $+(\alpha+90^\circ)$  (+Y per  $\alpha=0^\circ$ ),  $-(\alpha+90^\circ)$  (-Y per  $\alpha=0^\circ$ )

##### **Eccentricità accidentale**

Per analisi 3D è possibile considerare le azioni torcenti aggiuntive dovute all'eccentricità accidentale (§7.2.6)

##### **Analisi bidirezionale**

Secondo §7.3.5, la risposta alle diverse componenti dell'azione sismica si calcola unitariamente applicando la regola di combinazione [7.3.10].

##### **Posizione del punto di controllo**

Il punto di controllo costituisce il punto di cui viene rilevato lo spostamento orizzontale nel corso dell'analisi pushover.

Sono possibili due opzioni:

- baricentro del piano indicato
  - baricentro del piano con spostamento maggiore nel modo di vibrare principale nella direzione di analisi
- All'opzione scelta possono aggiungersi altri nodi, in modo tale da rispettare quanto previsto in §7.3.4.2, dove si indicano ad esempio come punti di controllo alternativi le estremità della pianta dell'ultimo livello qualora sia significativo l'accoppiamento tra traslazioni e rotazioni

#### **- Pushover (2)**

#### **Comportamento degli elementi strutturali**

##### **Verifiche di sicurezza in corso di analisi**

Le opzioni indicate possono essere o meno selezionate.

##### **Maschi murari**

- non eseguire verifiche a Sforzo Normale di Trazione
- non eseguire verifiche a PressoFlessione Ortogonale

##### **Fasce di piano (Strisce, Sottofinestra)**

- non eseguire verifiche a PressoFlessione
- non eseguire verifiche a Taglio

##### **Fondazioni**

- ignorare aste su suolo elastico in Analisi Pushover

##### **Fasce di piano (Strisce, Sottofinestra)**

Sono possibili due modalità: elasto-fragile, o: elasto plastico. In caso elasto-fragile, raggiunto il limite di resistenza a taglio, la fascia crolla immediatamente. In caso elasto-plastico, raggiunto il limite di resistenza a taglio, la fascia continua a sostenere il taglio (tratto plastico) fino al collasso successivo di maschi murari.

- **Dopo il collasso, la fascia non vincola più gli spostamenti orizzontali dei nodi dei maschi tra i quali è definita:**

oltre alla trasformazione in biella, la fascia viene svincolata a traslazione orizzontale nel suo estremo iniziale

Per quanto riguarda i maschi murari: Il comportamento meccanico maschi è di tipo trilineare, con tratto elastico suddiviso in due parti: quella iniziale con rigidità elastica, e il secondo con rigidità fessurata. Se la rigidità fessurata non è stata specificata, ed è quindi assunta pari alla rigidità elastica, il comportamento è di tipo bilineare. Il terzo tratto, plastico, si attiva al raggiungimento del limite di resistenza, a pressoflessione o a taglio; in base al tipo di crisi resta definito lo spostamento ultimo della parete.

#### **Modalità di calcolo**

##### **Spostamento ultimo**

##### **Drift ultimo (deformazione angolare)**

In caso affermativo, durante l'analisi pushover la singola parete raggiunge lo stato limite ultimo SLC (punto di collasso) per uno spostamento orizzontale determinato dal drift. Secondo Normativa, con riferimento alla muratura ordinaria: 1.0% H (§7.8.2.2.1) nel caso di resistenza ultima per PressoFlessione Complanare, oppure: 0.5% H (§7.8.2.2.2) nel caso di resistenza ultima per Taglio. Per l'esattezza, nel calcolo vengono utilizzati i valori dei drift specificati in input, che possono assumere valori diversi rispetto a quelli indicati in Normativa

##### **con fattore snellezza ( $H_0 / D$ )**

Seguendo le indicazioni contenute in EC8-3, §C.4.2.1, è possibile applicare il coefficiente di snellezza al drift a pressoflessione

#### **Controllo di duttilità (multiplo dello spostamento limite elastico)**

In caso affermativo, durante l'analisi pushover la singola parete raggiunge lo stato limite ultimo (punto di collasso) per uno spostamento orizzontale pari allo spostamento registrato al limite elastico (in corrispondenza del punto di raggiungimento di crisi a pressoflessione o a taglio) moltiplicato per la duttilità del materiale costitutivo della parete, in analogia con i metodi Por. Qualora i controlli di spostamento secondo NTC e secondo duttilità siano entrambi attivi, viene considerato il valore minore.

Affinché questo approccio sia comparabile con quello a drift secondo NTC, occorre considerare che le duttilità originariamente definite per il metodo Por (1.5 per pareti non consolidate, 2 per muratura consolidata o nuova) si riferivano a spostamenti elastici calcolati con moduli di elasticità 'ridotti' rispetto al valore elastico, considerando in pratica pannelli già fessurati. Attribuendo ad es. alla rigidezza fessurata un valore pari al 50% della rigidezza elastica originaria, i valori di duttilità possono essere raddoppiati qualora si faccia riferimento ai moduli elastici non ridotti (come normalmente avviene nell'applicazione del D.M. 17.1.2018)

#### **Sistema bilineare equivalente**

Modalità di determinazione del sistema bi-lineare equivalente (basata sull'uguaglianza delle aree sottese dalla curva di capacità 1-GDL e dal diagramma bi-lineare equivalente)

##### **massima riduzione di resistenza in corrispondenza di SLU (%)**

secondo Normativa, tale valore è pari: 15% in generale [§C7.3.4.1], 20% per la muratura [§C7.8.1.5.4]

##### **tratto elastico passante per il punto con Taglio ( $\kappa$ Tmax), dove $\kappa$ è definito in input:**

definizione della rigidezza: il tratto elastico passa per il punto ( $\kappa$  Fbu) della curva di capacità del sistema equivalente (secondo

Normativa:  $\kappa=0.6$  in generale [§C7.3.4.1], 0.7 per la muratura [§C7.8.1.6])

#### **Riduzione del Taglio non superiore a R% del massimo**

Per la definizione del punto corrispondente allo Stato Limite Ultimo sulla curva di capacità, occorre fare riferimento a quanto indicato in §7.8.1.5.4: lo Stato Limite Ultimo è definito dallo spostamento corrispondente ad una riduzione della forza non superiore a R% (R=20 secondo Normativa) del massimo. A causa degli eventuali collassi parziali di alcuni elementi (in corrispondenza di tali collassi si determinano 'gradini' nella curva di capacità), la prescrizione può avere tre diverse interpretazioni, cui corrispondono i valori del parametro di calcolo in PCM:

- prima riduzione pari a R% rispetto ad un massimo relativo
- prima riduzione pari a R% rispetto al massimo assoluto
- ultima configurazione equilibrata corrispondente ad una riduzione non superiore a R% del massimo assoluto.

##### **- SLU: ultimo punto effettivamente calcolato prima della riduzione del Taglio pari a R% rispetto al massimo**

indica che lo SLU verrà identificato con l'ultimo punto effettivamente calcolato prima della riduzione della forza pari a R% del valore massimo

#### **Opzioni varie**

##### **- Spostamenti plastici cumulativi in elevazione**

Per ogni piano viene definito lo spostamento plastico disponibile, come minimo valore fra tutte le pareti. Da questa valutazione vengono esclusi i piani dove vi sono rotture fragili, quali crisi per instabilità o per eccessiva compressione: per tali piani, lo spostamento plastico disponibile è nullo. In caso di spostamenti plastici cumulativi, verrà considerato il contributo aggiuntivo di tutti i piani; altrimenti, lo spostamento plastico disponibile è determinato dal minore tra i piani.

##### **- Ignorare tratti plastici orizzontali a taglio ultimo costante in caso di collasso completo di un piano**

In caso affermativo, vengono ignorati tratti plastici orizzontali a taglio ultimo costante in caso di collasso completo già avvenuto per un piano dell'edificio (formazione di piano soffice). Lo stato ultimo può infatti essere raggiunto a causa del contemporaneo collasso, ad un certo piano dell'edificio, di tutte le pareti sismicamente resistenti orientate nella direzione di analisi: in tal caso si ha la formazione del 'piano soffice'. Riserve plastiche sarebbero ancora possibili se ad esempio il punto di controllo è in copertura, ma il piano soffice si è formato a un piano inferiore: se queste riserve vengono considerate, producono uno spostamento del punto controllo maggiore (con un tratto orizzontale a taglio ultimo costante) nel diagramma pushover, con possibile incremento dei coefficienti di sicurezza

##### **- Ignorare caduta di taglio per crisi a pressoflessione ortogonale**

In caso affermativo, la sottocurva corrente prosegue l'elaborazione mantenendo per la parete in crisi per pressoflessione ortogonale uno stato di sollecitazione compatibile (con momento fuori piano non superiore al valore limite)

#### **- Calcestruzzo Armato**

#### **Acciaio**

**Acciaio:**  $f_y$  (N/mm<sup>2</sup>),  $\epsilon_{ud}$  (per mille),  $E_s$  (N/mm<sup>2</sup>)

Parametri caratteristici dell'acciaio. Per l'acciaio si considera un diagramma di calcolo tensione-deformazione [§4.1.2.1.2.3] elastico-perfettamente plastico.

Per gli edifici nuovi:  $f_y=f_{yk}$ . Al tipo di acciaio scelto (ad es. B450C) [§11.3.2.1] corrispondono:  $f_{yk}$  (ad es.  $\geq 450$  N/mm<sup>2</sup>); la tensione di snervamento [§4.1.2.1.1.3]:  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$  (ad es.  $450 / 1.15 = 391$  N/mm<sup>2</sup>);  $\epsilon_{ud}$ : limite in % per la deformazione ultima ( $\epsilon_{ud}$ ) (ad es. 10 per mille);  $E_s$ : modulo di elasticità;  $\epsilon_{yd}$ : deformazione di snervamento (secondo §4.1.2.1.2.3:  $\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$ ).

Per gli edifici esistenti:  $f_y = f_{ym}$ , tensione media di snervamento. Viene inoltre definito il fattore di confidenza FC (cfr. Tab.C8A.1.2) per l'acciaio (parametro influente per gli edifici nuovi).

Nelle strutture in c.a. si considera sempre il contributo dell'armatura compressa

#### **Calcestruzzo**

Per il calcestruzzo viene adottato il diagramma di calcolo tensione-deformazione parabolico-rettangolare [§4.1.2.1.2.2], definito dalla deformazione di inizio tratto plastico  $\epsilon_{c2}$  e dalla deformazione ultima  $\epsilon_{cu}$ .

Si definiscono inoltre: il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_c$ , e per gli edifici esistenti il fattore di confidenza FC (cfr. Tab.C8A.1.2) per il calcestruzzo (distinto rispetto all'acciaio; il parametro è influente per gli edifici nuovi).

La resistenza a compressione del calcestruzzo viene definita nei dati sui materiali.

# ANALISI EDIFICIO STATO DI FATTO

## 3. DESCRIZIONE DEL SISTEMA STRUTTURALE DELL'EDIFICIO

L'edificio oggetto di analisi costituisce il corpo originario dell'ex scuola elementare "Casaroli" che è stato terminato nel 1885 e che occupa la porzione sud dell'intero plesso con conformazione a corte chiusa.

Il fabbricato presenta lato Piazza XX Settembre un porticato con colonne binate in granito su cui poggiano solai a volta a vela sorretti da archi in muratura che scaricano sulle colonne stesse. Il portico è composto da sette arcate in direzione ovest-est e da due in direzione sud-nord.

L'edificio presenta pianta a forma di C con le ali sporgenti verso nord ed è composto da tre piani fuori terra, un piano interrato (non presente in corrispondenza della superficie a portico) e un piano sottotetto; ha una lunghezza massima lungo l'asse sud-nord in corrispondenza delle ali di m. 20,20 ed una minima centrale di m. 17,50; la larghezza massima lungo l'asse ovest-est è di m. 33,20 mentre quella delle ali ovest ed est è rispettivamente di m. 9,75 e m. 10,50. La superficie coperta è pari a circa mq. 640, quella a portico è di circa mq. 300. Il fabbricato presenta un'altezza fuori terra alla gronda di circa m. 13,00; si fa notare come il portico abbia un'altezza data dalla somma di quelle del piano terra e del piano ammezzato e pari a circa m. 6,20 in corrispondenza dell'intradosso della chiave delle volte a vela. Il piano interrato ha un'altezza netta di interpiano di circa m. 2,85, il piano terra di m. 3,43, il piano ammezzato di m. 2,50 e il piano primo di m. 5,70 in corrispondenza delle aule fronte piazza e di m. 3,83 in corrispondenza delle aule fronte corte interna.

La tipologia strutturale risulta essere a muratura portante. I muri sono costituiti da una muratura in mattoni pieni e malta di calce e si presentano in buono stato di conservazione. I muri portanti risultano essere a quattro teste con spessore pari a circa cm. 54 ad eccezione del muro perimetrale della facciata lato corte interna che risulta essere a tre teste con spessore di cm. 38.

Solo l'interrato è costituito da murature portanti aventi spessore pari a circa cm. 70.

Relativamente al porticato, le colonne binate in granito hanno un diametro di circa cm. 60 ed un'altezza di circa m. 3,75 al lordo di basi e capitelli. Gli archi, che queste sorreggono, sono realizzati con muratura a quattro teste avente quindi spessore di cm. 54; quelli delle arcate in direzione ovest-est sono a tutto sesto con luce pari a m. 3,20 mentre quelli delle arcate in direzione sud-nord risultano leggermente ribassati con luce pari a circa m. 4,00. Gli archi in direzione sud-nord sono dotati, in corrispondenza delle reni, di catene metalliche costituite da piatti aventi sezione pari a mm. 15x50h.

Per quel che attiene ai solai, il primo orizzontamento soprastante il piano interrato è costituito da volta a botte in muratura in corrispondenza del corridoio e da solaio in laterocemento rasato tipo SAP di spessore pari a cm. 16 in corrispondenza dei locali lato corte interna. Il secondo orizzontamento soprastante il piano terra è composto da solaio in putrelle metalliche e tavelle in laterizio in corrispondenza dell'ala est e del corridoio (l'estremità est per uno sviluppo di circa m. 5,00 è costituito da volta a vela) e da solaio in laterocemento rasato tipo SAP di spessore pari a cm. 16 in corrispondenza dell'ala ovest e dei locali lato corte interna. Il terzo orizzontamento, soprastante i portici e il piano ammezzato, è realizzato con volte a vela in spessore consolidate in anni passati con soletta in calcestruzzo armata piana poggiante su frenelli a loro volta gravanti sull'estradosso delle volte in corrispondenza del porticato, è costituito da travetti in legno e tavelle in laterizio in corrispondenza dell'ala est e del corridoio e da solaio in laterocemento rasato tipo SAP di spessore pari a cm. 16 in corrispondenza dell'ala ovest e dei locali lato corte interna. Il quarto orizzontamento soprastante il primo piano, rifatto alla fine degli anni 80/inizio anni 90, è realizzato con profilati in acciaio IPE 400 e soprastante lamiera grecata con relativa soletta in c.a.; solo nella parte ribassata lato corte interna è costituito da solaio in laterocemento rasato tipo SAP di spessore pari a cm. 16.

La copertura, rifatta nei primi anni 90, presenta una struttura portante in profilati di acciaio a reggere le lastre in fibrocemento di sottocoppo.

La scala dell'ala est è costituita da rampe con struttura in muratura a volta rampante e da pianerottolo di interpiano con struttura in muratura a volta a botte. La scala dell'ala ovest è costituita invece con struttura in c.a.

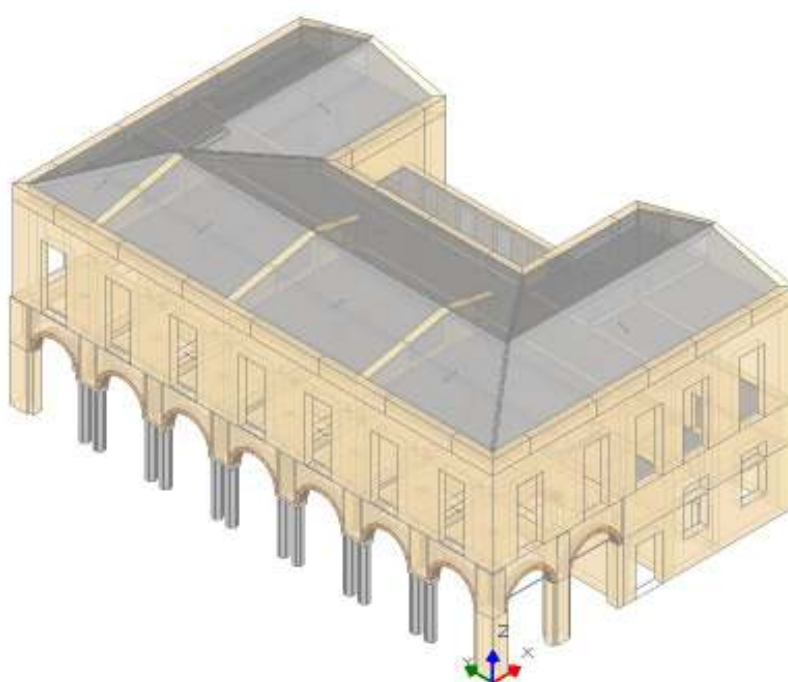
La facciata sud presenta una veletta di coronamento realizzata con muro a quattro teste che sporge oltre la copertura di circa m. 1,60 nella parte centrale e di circa m. 1,00 in quelle laterali.

L'edificio risulta essere in adiacenza al corpo più recente del 1956 ma saggi condotti in situ hanno potuto dimostrare come non vi siano ammorsamenti e collegamenti tra i due corpi di fabbrica che possono quindi essere trattati indipendentemente.

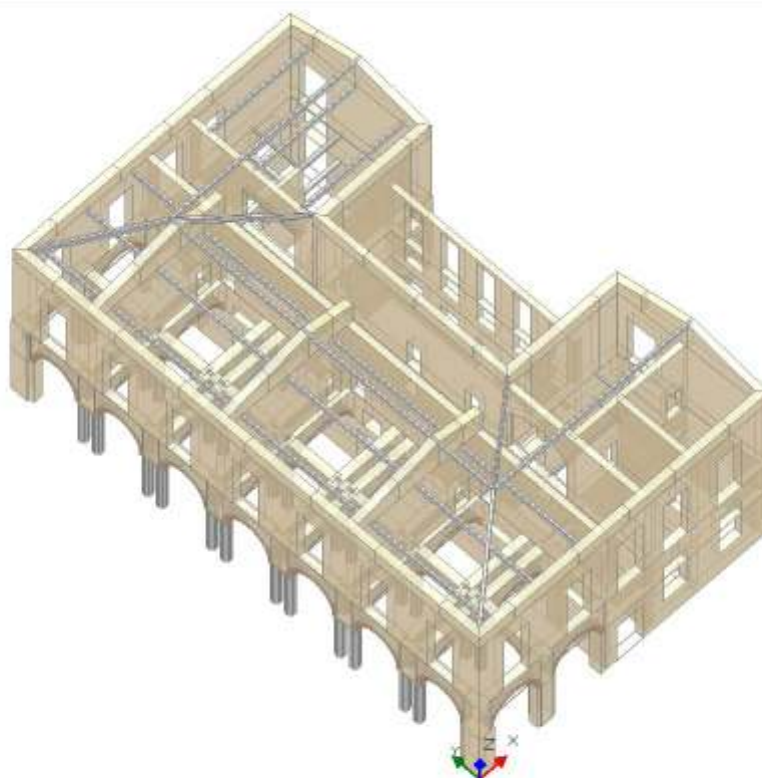




*Vista dall'alto dei due corpi che costituiscono l'ex scuola elementare "Casaroli"*



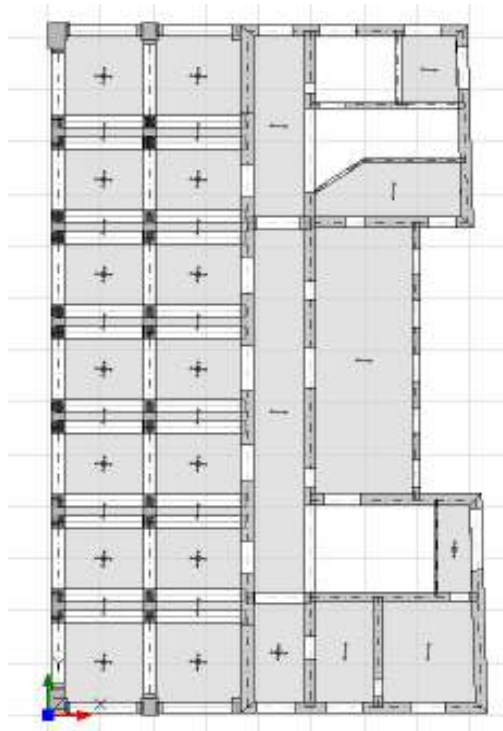
*Vista sud-est del modello 3D*



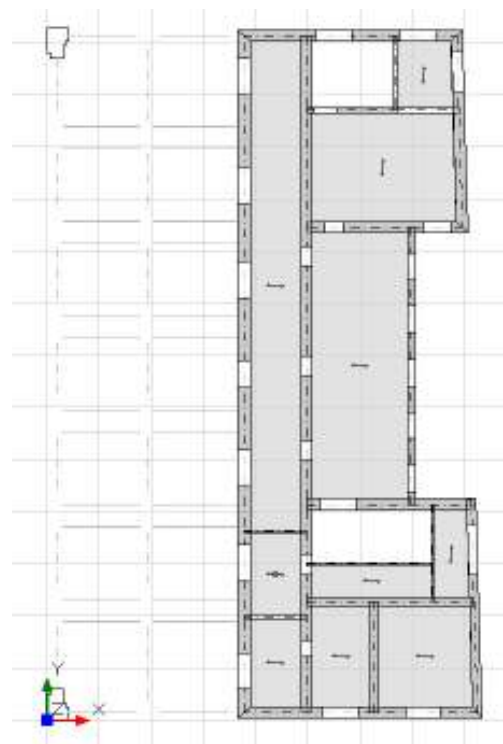
*Vista sud-est del modello 3D senza solai*



*Vista sud-est dal basso del modello 3D*

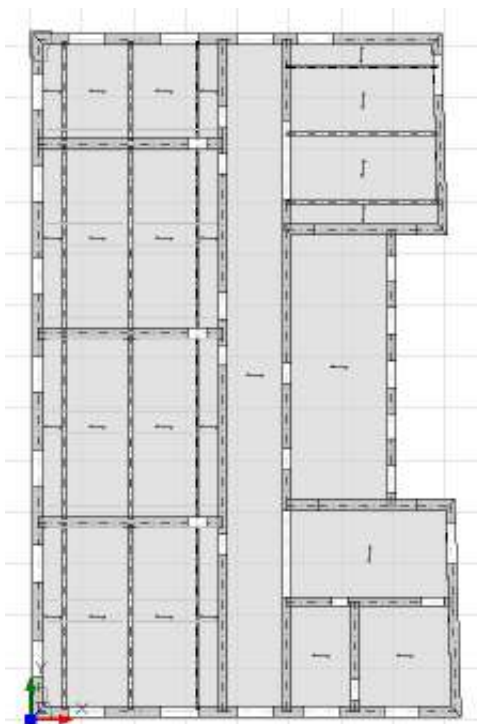


*Pianta portico e piano terra con relativi orizzontamenti soprastanti*

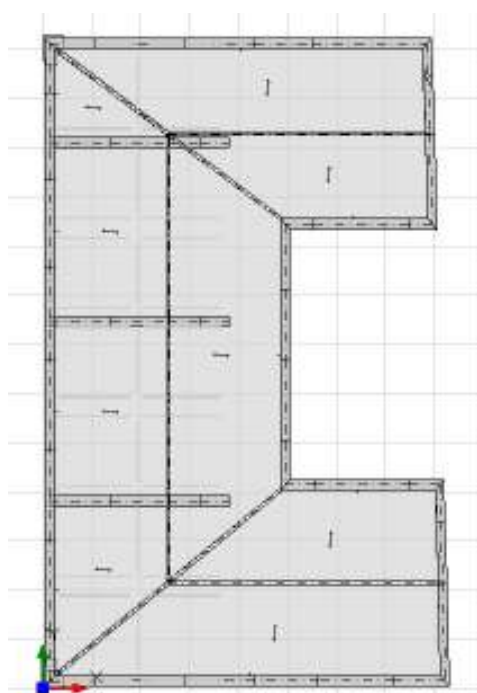


*Pianta piano ammezzato e relativi orizzontamenti soprastanti*





*Pianta piano primo e relativi orizzontamenti soprastanti*



*Pianta piano sottotetto e relativi orizzontamenti soprastanti*

#### **4. GENERALITA' - PARAMETRI DI CALCOLO - AZIONE SISMICA**

Nome del file del Progetto : Corpo\_originario\_stato\_fatto  
 Dati PCM Versione 2018.02.3

##### **Commento al Progetto**

PCM 2018: progetto di edificio in muratura

**Dati PROGETTO**

Numero Piani : 4  
 Numero Materiali : 5  
 Numero Nodi : 2671  
 Numero Sezioni : 271  
 Numero Aste : 4734  
 Numero Solai : 79  
 Numero Condizioni di Carico Elementari : 10  
 Numero Combinazioni di Condizioni di Carico : 35  
 Vettore traslazione (dX, dY) (m)  
 (spostamento del riferimento globale XY rispetto al modello grafico):  
 -.35,-.37

**PARAMETRI DI CALCOLO: Generali**

Tipi di analisi richieste:

Analisi Modale  
 Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]  
 Analisi Sismica Statica NON Lineare Pushover [§7.8.1.5.4]  
 - Analisi eseguita per Fasi Costruttive

**AZIONE SISMICA**

Struttura:

Vita Nominale VN (anni) = 50  
 Classe d'uso: IV  
 Coefficiente d'uso CU = 2  
 Periodo di riferimento per l'azione sismica VR=VN\*CU (anni) = 100

Pericolosità:

Ubicazione del sito:

Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 9.434246  
 - Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 45.059606

Tipo di interpolazione: media ponderata ([3] in All.a)

ag(g) Fo Tc\*(sec) per i periodi di ritorno di riferimento

30	0.029	2.511	0.2
50	0.036	2.546	0.22
72	0.042	2.536	0.242
101	0.049	2.499	0.25
140	0.056	2.514	0.26
201	0.066	2.493	0.27
475	0.094	2.459	0.28
975	0.124	2.462	0.28
2475	0.172	2.462	0.29

Per periodi di ritorno TR<30 anni [cfr. DPC-Reluis, CNR-ITC]:

ag(TR) = K \* TR<sup>α</sup>, dove:

K = 0.007093320, α = 0.415807720

Stati Limite:

PVR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR (Tab.3.2.i)

SLE: SLO	81
SLE: SLD	63
SLU: SLV	10
SLU: SLC	5

ag(g) Fo Tc\*(sec) e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascun Stato Limite

[§3.2.3]

Stato limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)
SLO	60	0.039	2.541	0.231	1.500	0.131	0.393	1.756
SLD	101	0.049	2.499	0.250	1.500	0.138	0.415	1.796
SLV	949	0.123	2.462	0.280	1.500	0.149	0.447	2.092
SLC	1950	0.158	2.462	0.287	1.467	0.152	0.455	2.232

(parametri di spettro conformi al reticolo sismico secondo D.M. 14.1.2008)

Suolo:

Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche:

Categoria di sottosuolo: C

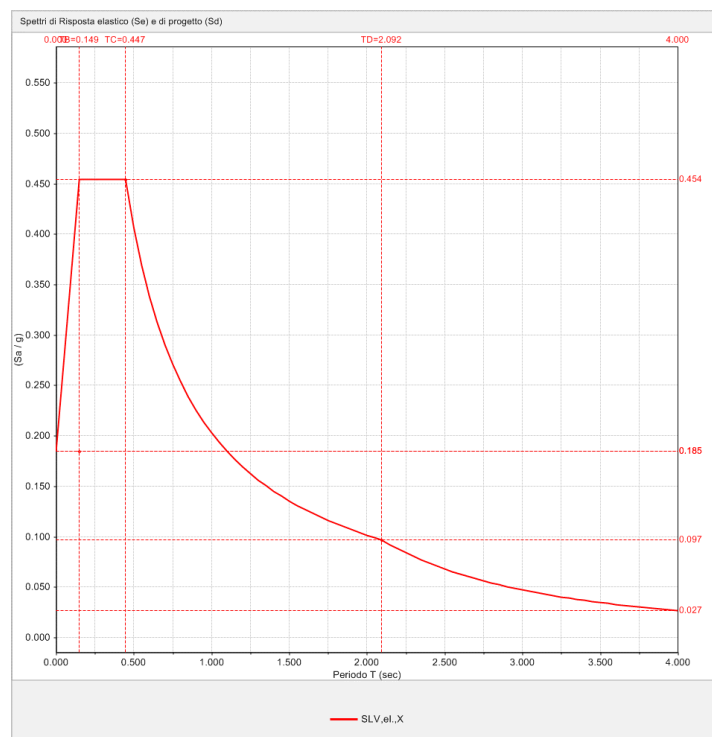
Categoria topografica: T1

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico = 0

Coefficiente di amplificazione topografica ST = 1

PGA:

Definizione di PGA: Accelerazione al suolo (analoga ad: ag\*S, dove: S=SS\*ST)



#### PARAMETRI DI CALCOLO: Sismica

Direzioni di analisi e quote di riferimento:

Angolo tra sistema di riferimento globale XY e direzioni sismiche X'Y' (+ se antiorario) ( $\alpha^\circ$ ) = 0  
(analisi nelle direzioni X e Y)

Altezza della costruzione a partire dal piano di fondazione H (m) = 14.5

Quota di inizio degli effetti sismici H,S (m) = 0

Analisi Sismiche Lineari:

Criterio di combinazione delle componenti orizzontali: +30% [§7.3.5]

Ignorare gli effetti dei momenti torcenti dovuti alle eccentricità accidentali [§7.2.6]: no

Amplificazione spostamenti sismici con fattore  $\mu$  [§7.3.3.3 per SLV]:

ignorare ai fini del calcolo delle tensioni sul terreno: no

Eseguire le verifiche di sicurezza anche per le combinazioni (Nmin, T/Mmax), (Nmax, T/Mmin): no

Analisi Sismica Statica Lineare:

Periodo principale T1 (sec) in direzione X': T1X = 0.372

- in direzione Y': T1Y = 0.372

Calcolo di T1 con relazione  $T1=C1 \cdot H^{(3/4)}$ : si

- C1 per il calcolo di T1 = 0.05

$\lambda=1.00$  nella definizione delle forze sismiche [§7.3.3.2]: no

Progettazione semplificata per zone a bassa sismicità [§7]: no

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Muratura

Tipo di edificio: Muratura Ordinaria

Edificio Esistente

Coefficienti parziali di sicurezza: Edificio Esistente

-  $\gamma_M$  in Statica [§4.5.6.1] = 3

-  $\gamma_M$  in Sismica [§7.8.1.1] = 2.4

Per maschi murari:

Contributo rigidità trasversale: si

Assemblaggio rigidità flessionale (EJ) per elementi contigui: no

Comportamento muratura:

Diagramma di calcolo tensione-deformazione [§4.1.2.1.2.2]: Stress-block

Coefficienti correttivi dei parametri meccanici [Tab. C8A.2.2]: per 2 o più coefficienti:

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Valutazione

Stati Limite da considerare: SLO - SLD - SLV

Valutazione della sicurezza sismica per edifici esistenti: SLO - SLD - SLV

Stato di Progetto di un Intervento di Miglioramento:

indicatore di rischio sismico  $\zeta_E \geq 0.600$

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Verifiche

Per maschi murari:

Sezioni di verifica. Alla base, e in sommità in pushover: obbligatoria; in sommità in an.lineare: a tutti i piani, tranne l'ultimo

Pressoflessione Complanare:

Eseguire le verifiche [§7.8.2.2.1]: si

Considerare la Flessione solo nei maschi snelli: no

- snelli se (h/l) superiore a: 2

Taglio per Scorrimento:

Eseguire le verifiche [§7.8.2.2.2]: si  
 Modalità di calcolo della zona reagente: distribuzione triangolare delle tensioni [EC6, §4.5.3(6)]  
 Maschi in muratura ordinaria: prescindere in ogni caso dalla parzializzazione: no  
 Taglio per fessurazione diagonale:  
 Eseguire le verifiche [§C8.7.1.5]: si  
 Per muratura nuova, in Analisi lineare:  $\tau_0 = f_{vm0}$ : si  
 (in analogia con la muratura esistente, anziché:  $\tau_0 = f_{vk0}$ )  
 Coefficiente di forma b in dipendenza dalla snellezza  $\lambda = (h/l)$ : b=1.5 indipendente da  $\lambda$  (Turnsek-Cacovic)  
 Resistenza a trazione  $f_t = b \tau_0$   
 PressoFlessione Ortogonale:  
 Analisi Statica [§4.5.6.2]:  
 - con azioni da modello di calcolo 3D: si  
 - metodo semplificato (ipotesi di parete incernierata a livello dei piani) [§4.5.5, §4.5.6.2]: no  
 eseguire le verifiche solo in mezzeria: si  
 Analisi Sismiche Lineari [§7.8.2.2.3]:  
 - con azioni da modello di calcolo 3D: no  
 - con azioni convenzionali (forze equivalenti per elementi non strutturali) [§7.2.3]: si  
 Analisi Pushover [§7.8.2.2.3]:  
 - con azioni da modello di calcolo 3D: si  
 Opzioni varie:  
 - riduzione della resistenza per gli effetti di instabilità: no  
 - considerare eccentricità minima (h/200): si

**PARAMETRI DI CALCOLO: Pushover (1)**  
 Distribuzioni di forze [cfr. §7.3.4.1]:  
 Gruppo 1: distribuzioni principali  
 (A) Lineare: proporzionale alle forze statiche  
 Gruppo 2: distribuzioni secondarie  
 (E) Uniforme: forze proporzionali alle masse  
 Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  [cfr. §C7.3.5]:  
 calcolato con le sole masse equiverse all'analisi  
 $\Gamma = 1.00$  nella distribuzione di forze Uniforme (E): si  
 Direzione e verso di analisi:  
 + $\alpha$  (+X per  $\alpha=0^\circ$ )  
 - $\alpha$  (-X per  $\alpha=0^\circ$ )  
 + $\alpha+90^\circ$  (+Y per  $\alpha=0^\circ$ )  
 -( $\alpha+90^\circ$ ) (-Y per  $\alpha=0^\circ$ )  
 considerare gli effetti dell'eccentricità accidentale: no  
 Punto di controllo:  
 baricentro del piano 3  
 E' possibile che in input siano stati definiti nodi aggiuntivi  
 per l'elaborazione delle curve di capacità [§7.3.4.2]:  
 in ogni caso, i risultati delle verifiche con confronto  
 tra capacità e domanda per i vari stati limite si riferiscono  
 alle curve che producono i risultati a maggior favore di sicurezza.

**PARAMETRI DI CALCOLO: Pushover (2)**  
 Comportamento degli elementi strutturali:  
 Verifiche di sicurezza in corso di analisi:  
 Maschi murari:  
 Non eseguire verifiche a Sforzo Normale di Trazione: no  
 Fasce di piano (Strisce, Sottofinestra):  
 Non eseguire verifiche a PressoFlessione: no  
 Non eseguire verifiche a Taglio: no  
 Fondazioni:  
 Ignorare aste su suolo elastico in Analisi Pushover: si  
 Fasce di piano (Strisce, Sottofinestra): comportamento elasto-plastico  
 Dopo il collasso, la fascia non vincola più gli spostamenti orizzontali dei nodi dei maschi tra i quali è  
 definita: no  
 Modalità di calcolo:  
 Spostamento ultimo:  
 Drift ultimo (deformazione angolare): si  
 - fattore di snellezza  $H_0/D$  per drift a pressoflessione: no  
 Controllo di duttilità (multiplo dello spostamento al limite elastico): no  
 Sistema bilineare equivalente:  
 Massima riduzione R di resistenza in corrispondenza di SLU (%) = 20  
 Tratto elastico passante per il punto con Taglio ( $K T_{max}$ ), dove  $K = 0.7$   
 Riduzione del Taglio non superiore a R% del massimo:  
 Prima riduzione pari a R% rispetto al massimo assoluto  
 Opzioni varie:  
 Tratto plastico con spostamenti plastici cumulati in elevazione: no  
 Ignorare tratti plastici in caso di collasso completo di un piano: si  
 Ignorare caduta di taglio per crisi a pressoflessione ortogonale: si

**PARAMETRI DI CALCOLO: Calcestruzzo Armato**  
 Acciaio:  
 Diagramma di calcolo tensione - deformazione [§4.1.2.1.2.3]:  
 Modello: elastico perfettamente plastico (tensioni in N/mm<sup>2</sup>, deformazioni in per mille):  
 $f_{yk} = 450$   
 $\epsilon_{ud} = 10$  -  $E_s = 210000$   
 Coefficiente parziale di sicurezza per acciaio  $\gamma_s = 1.15$   
 Fattore di confidenza FC per acciaio in c.a. esistente [cfr. Tab.C8A.1.2] = 1.35

Calcestruzzo:

Diagramma di calcolo tensione - deformazione [§4.1.2.1.2.2]:

Modello: parabolico-rettangolare:

$\varepsilon_{c2} = 2$  -  $\varepsilon_{cu} = 3.5$

Coefficiente parziale di sicurezza per calcestruzzo  $\gamma_c = 1.5$

Varie:

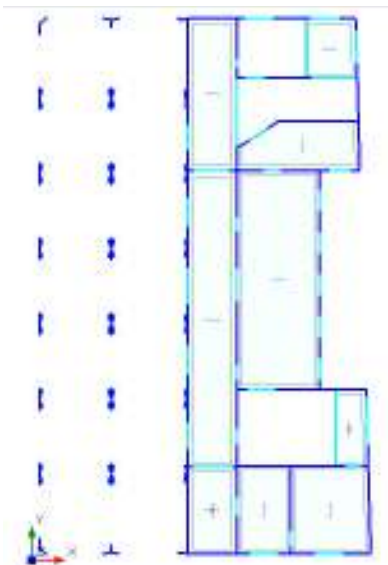
Verifiche a PressoFlessione: si considera sempre il contributo dell'armatura compressa

Fattore di confidenza FC per strutture in c.a. [cfr. Tab.C8A.1.2] = 1.35

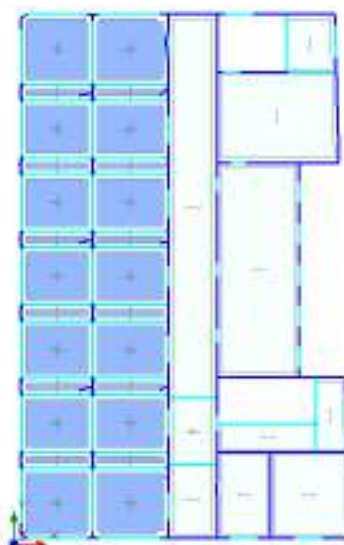
## 5. Dati PIANI

N°	Z:altezza da Vento Press.X (fondaz.(m))	Piano Rigido (master/slave)	Nodo master	>3D:Ecc.agg. dir.(a+90)°[Y](m)	-ecc. agg. dir.(a)°[X](m)	Piano di controllo in Pushover	Vento +X	Vento +Y	Vento -X	Vento -Y
1	3.950 0.51		2668	1.588	0.987		X	X	X	X
2	6.410 0.51		2669	1.583	0.989		X	X	X	X
3	12.210 0.56		2670	1.586	0.988	X	X	X	X	X
4	14.430 0.62		2671	1.586	0.988		X	X	X	X

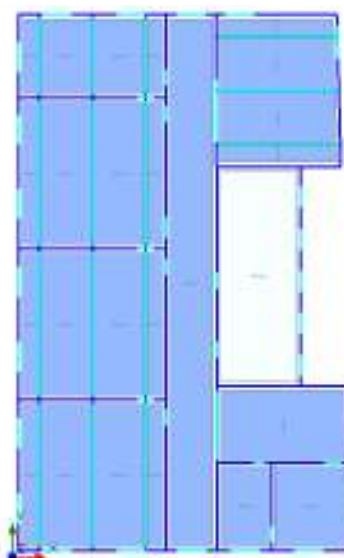
N°	Depress.X	Press.Y	Depress.Y
1	0.26	0.51	0.26
2	0.26	0.51	0.26
3	0.28	0.56	0.28
4	0.31	0.62	0.31



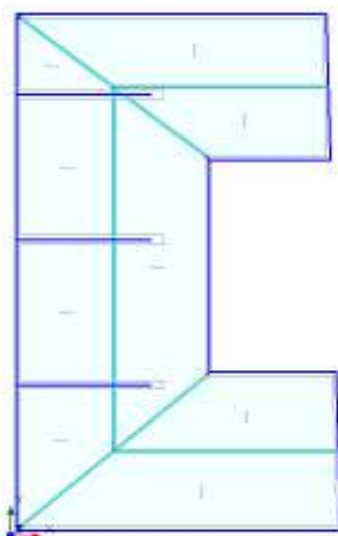
Pianta primo orizzontamento sopra piano terra: i solai sono tutti di colore azzurro chiaro perché considerati deformabili



*Pianta secondo orizzontamento sopra piano ammezzato: in celeste i solai considerati infinitamente rigidi, in azzurro chiaro quelli considerati deformabili*



*Pianta terzo orizzontamento sopra piano primo: in celeste i solai considerati infinitamente rigidi, in azzurro chiaro quelli considerati deformabili*



*Pianta copertura: i solai sono tutti di colore azzurro chiaro perché considerati deformabili*

## 6. Dati MATERIALI

### Descrizione dei DATI MATERIALI

**Tipologia materiale:** sono previsti i seguenti tipi:

1) Conglomerato Cementizio Armato, 2) Acciaio, 3) Muratura, 4) Legno, 5) Materiale generico

**Descrizione:** denominazione del materiale. Nei dati seguenti, i parametri meccanici (moduli di elasticità e resistenze) sono espressi in N/mm<sup>2</sup> (Sistema Internazionale).

**Parametri specifici per muratura:**

**Mur. nuova:** Materiale murario di nuova realizzazione (-1), o muratura esistente (0)

**Tipologia muratura:**

Per muratura nuova: 1) Pietra Non Squadrata, 2) Listata, 3) Pietra Squadrata, 4) Laterizio Pieni, 5) Laterizio Semipieni, 6) Calcestruzzo Pieni, 7) Calcestruzzo Semipieni.

Per muratura esistente (§C8A.2): 1) Pietrame disordinata, 2) Conci sbozzati, 3) Pietre a spacco, buona tessitura, 4) Conci di pietra tenera, 5) Blocchi lapidei squadrate, 6) Mattoni pieni, malta di calce, 7) Mattoni semipieni, malta cementizia, 8) Blocchi laterizi semipieni ( $f < 45\%$ ), 9) Blocchi laterizi semipieni, giunti vert. a secco ( $f < 45\%$ ), 10) Blocchi di calcestruzzo o argilla espansa ( $45\% < f < 65\%$ ), 11) Blocchi di calcestruzzo semipieni ( $f < 45\%$ )

**Parametri validi per qualsiasi materiale:**

Modulo di elasticità longitudinale (**E**) e tangenziale (**G**)

**Altri parametri specifici per muratura:**

resistenze:

**f<sub>m</sub>, f<sub>k</sub>** (media e caratteristica, a compressione della muratura);

**f<sub>vm</sub>/f<sub>tauo</sub>, f<sub>vko</sub>** (media e caratteristica, a taglio della muratura in assenza di carichi verticali);

**f<sub>tm</sub>** (media, a trazione della muratura);

**f<sub>hm</sub>, f<sub>hk</sub>** (media e caratteristica, a compressione della muratura in direzione orizzontale nel piano del muro);

**f<sub>bk</sub>** (a compressione dell'elemento), **f'bk** (dell'elemento in direzione orizzontale e nel piano del muro)

**Malta:** **f<sub>m</sub>**: resistenza a compressione della malta (§11.10.2.1). Sono previsti i seguenti valori (N/mm<sup>2</sup>): 2.5 (corrisponde a M4 del D.M.20.11.1987), 5 (M3), 10 (M2), 15 (M1)

**Duttilità (d<sub>u</sub>/d<sub>e</sub>):** moltiplicatore dello spostamento al limite elastico per la definizione del limite ultimo (parametro usato in analisi non lineare; il valore è pari a 1.5 per la muratura esistente e 2.0 per la muratura nuova)

**Coeff. attrito:** coefficiente di attrito, normalmente pari a 0.4. E' presente in input per eventuali modifiche in caso di disponibilità di dati sperimentali

**Coefficienti correttivi:** relativi alle proprietà meccaniche dei materiali (§C8A.2)

**FC:** fattore di confidenza, corrispondente al livello di conoscenza per il materiale

**Altri parametri specifici per calcestruzzo:**

resistenze:

**f<sub>c</sub>** (nella colonna f<sub>k</sub>): per edifici esistenti: resistenza media a compressione; per edifici nuovi: resistenza caratteristica a compressione.

**Altri parametri validi per tutti i materiali:**

**Coefficiente di dilatazione termica**

**Peso Specifico:** peso per unità di volume

N°	Tipologia	Descrizione	Mat.	Tipologia
E	G	[parametri meccanici:N/mm^2]	nuovo	muratura
materiale				
1) Conglomerato Cementizio Armato		C25/30		
2) Acciaio		Acciaio S235		
4) Blocchi e giunti		Blocchi e giunti		
3) Muratura		Muratura esistente corpo originario		6) Mattoni pieni, malta di calce
3) Muratura		Granito		

N°	fm	fk	fvm0 (mur.nuova)	/	fvk0	ftm	fhm	fhk	fbk	f'bk	Malta:	Duttilità	Coeff.
Coeff.dilataz.	Peso sp.		tau0 (mur.esistente)								fm	(du/de)	attrito
1)	(kN/m^3)												termica (°^-
1	25.00	25.00		0.000	0.000	0.000	12.50	12.50	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00
0.000010		25.00											
2	0.00	235.00		0.000	0.000	0.000	0.00	117.50	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00
0.000012		78.50											
6	35.00	24.50		0.000	0.000	3.500	17.50	12.25	0.00	0.00	0.0	0.00	0.40
0.000004		20.00											
7	2.40	1.68		0.060	0.042	0.240	1.20	0.84	0.00	0.00	0.0	1.50	0.40
0.000010		18.00											
8	150.00	105.00		15.000	10.500	4.000	0.70	0.49	0.00	0.00	0.0	1.50	0.40
0.000009		26.00											

N°	Coeff.corr.:	Giunti	Ricorsi o	Connessione	Nucleo	Iniezioni	Intonaco	E giunto	G giunto	fm giunto	ftm
giunto	FC	Malta buona	sottili	listature	trasversale	scadente	di miscele	armato			
1) 1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0	0.00
2) 1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0	0.00
6) 1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	660	264	2.50
7) 1.50	1.50	1.00	1.30	0.70	1.50	1.50	1.50	1.50	0	0	0.00
8) 1.50	1.00	1.30	1.50	0.90	2.00	2.50	2.50	2.50	0	0	0.00

## 7. TELAIO EQUIVALENTE DELL'EDIFICIO

Per l'analisi del corpo originario delle ex scuole elementari "Casaroli", come suggerisce il D.M. 17/01/18 al Paragrafo 7.2.6, si è scelto di utilizzare modelli a telaio spaziali tridimensionali, in cui le parti di intersezione tra elementi verticali e orizzontali sono state considerate infinitamente rigide e sono state modellate, oltre ai maschi murari e ai setti e ai pilastri in c.a., anche gli elementi di accoppiamento fra pareti diverse, quali travi in cemento armato e travi in muratura ipotizzate efficacemente ammortate alle pareti, poi verificate nelle analisi secondo Normativa.

La modellazione è stata realizzata mediante la tipologia a telaio equivalente, che permette una schematizzazione tridimensionale o bidimensionale in parametri della struttura. Il telaio equivalente è costituito da:

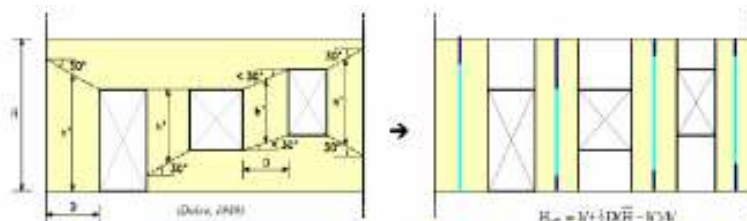
- Elementi ad asse verticale (maschi murari, pareti, colonne e pilastri in c.a.);
- Elementi ad asse orizzontale (fasce di piano e sottofinestra in muratura, travi in c.a.).

Ciascun elemento di telaio, a sviluppo verticale od orizzontale, è rappresentato mediante un elemento "monodimensionale" passante per l'asse baricentrico e caratterizzato dalla sua sezione trasversale; l'asta è delimitata da nodi posizionati alle intersezioni con gli assi baricentrici degli elementi a cui è collegata. Da studi sperimentali si è visto come i nodi d'incrocio dei maschi con le fasce di piano siano molto rigidi e non soggetti a collasso; per tale ragione, nel piano della parete, i tratti degli elementi monodimensionali interni ai nodi d'incrocio vengono considerati infinitamente resistenti e indeformabili (nella figura di seguito riportata sono caratterizzati dal colore blu rispetto a quello azzurro dei tratti deformabili).

Di conseguenza, i maschi murari, i setti e i pilastri in c.a. sono rappresentati con un elemento di telaio in cui il nodo inferiore è posizionato alla quota dell'estradosso del solaio di piano portante e il nodo superiore è posizionato alla quota dell'estradosso del solaio



di piano portato. Nel piano della parete questi elementi verticali sono caratterizzati da una altezza libera d'inflessione corrispondente alle aperture adiacenti (vengono irrigiditi i tratti alle estremità in corrispondenza delle fasce di piano e dei sottofinestra adiacenti; nel presente studio le zone rigide sono state definite con legge di diffusione a 30° secondo il metodo elaborato dal Prof. Dolce).



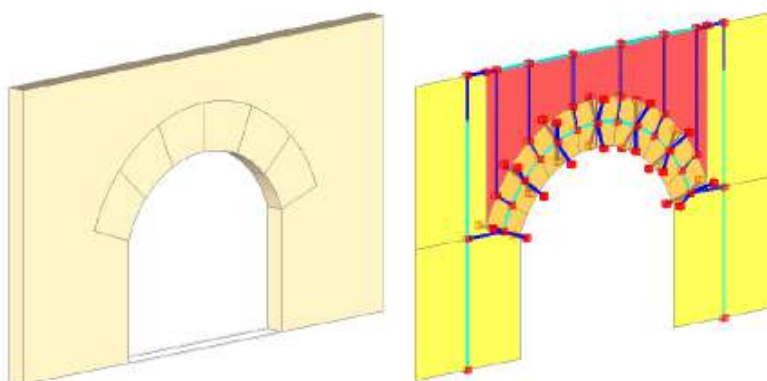
Invece, nel piano ortogonale al paramento, l'altezza libera d'inflessione viene ridotta dell'altezza del solaio.

Le strisce di piano e i sottofinestra in muratura e le travi in c.a., invece, sono rappresentati con elementi di telaio ad asse orizzontale posti alla quota dell'estradosso del solaio di piano, in cui si ipotizza che la parte deformabile, presente nel piano della parete, corrisponda approssimativamente alla luce libera dell'apertura, delimitata dal filo degli elementi verticali.

Inoltre, il telaio equivalente nei modelli tridimensionali è caratterizzato da collegamenti d'angolo negli incroci dei paramenti murari, realizzati mediante aste orizzontali infinitamente rigide.

I carichi delle scale sono stati inseriti come carichi lineari aggiuntivi sulle aste del modello che sostengono le scale stesse.

Relativamente agli archi, con il software PCM l'arco può essere definito come forma dell'apertura entro una parete muraria, oppure come elemento strutturale a sé stante; i collegamenti con i maschi e/o pilastri murari (colonne), su cui l'arco si imposta, realizzano il vincolo con le strutture adiacenti. Le aste che rappresentano l'arco nella modellazione strutturale devono tenere conto non solo della geometria, ma anche della ripartizione dei carichi. I carichi permanenti e variabili provenienti da un orizzontamento sovrastante vengono trasmessi all'arco (o alla volta) attraverso i rinfianchi ed il riempimento, cioè le strutture interposte fra la superficie curva dell'arco stesso e l'orizzontamento. PCM propone una soluzione strutturale compatibile con la modellazione a telaio equivalente e consistente in una serie di montanti rigidi che collegano l'arco alla travata sovrastante. Queste aste vengono create automaticamente a partire dal modello architettonico; nell'ambito delle procedure di validazione viene svolto un confronto fra i carichi direttamente applicati sull'arco e quelli trasmessi all'arco attraverso i montanti rigidi.



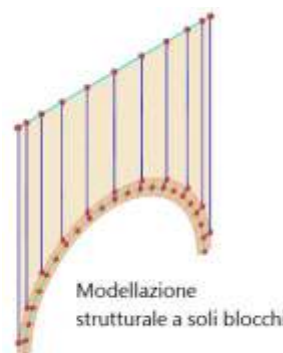
Arco in PCM: dal modello architettonico al modello strutturale

Secondo questa modalità, sia il carico definito sul solaio, sia le azioni interne provenienti da eventuale strutture sovrastanti che insistono sull'orizzontamento sopra l'arco (a es. pilastri, o maschi murari disassati e corrispondenti all'apertura sottostante) vengono trasmesse correttamente ed in modo automatico all'arco sottostante.

Nella modellazione, gli archi sono stati schematizzati con modelli a soli blocchi. I blocchi sono aste curve (beam 3D) che, in assenza di giunti, vengono internamente incastrate tra loro in corrispondenza delle interfacce.



Modellazione architettonica: arco suddiviso in conci (blocchi architettonici)

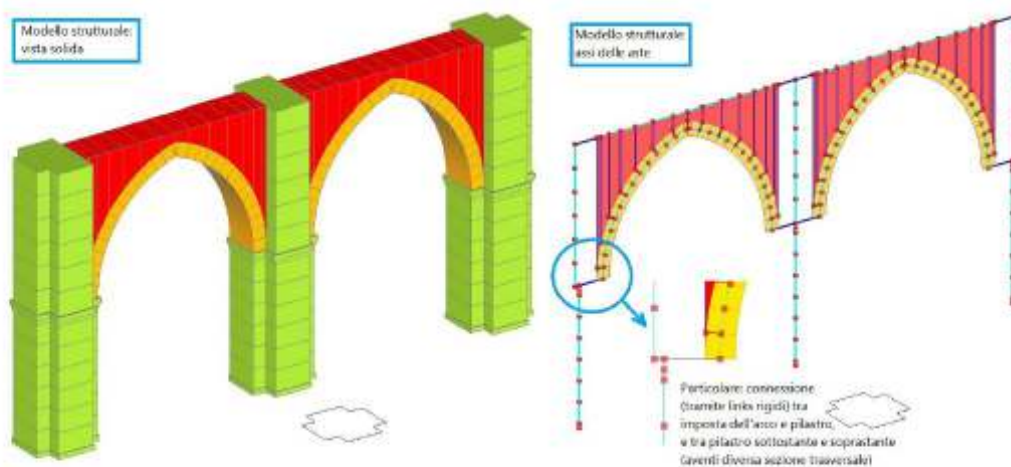


Modellazione strutturale a soli blocchi

Facendo comunque riferimento ad un materiale di tipo 'blocchi e giunti' (nel modello a soli blocchi non è possibile scindere nettamente le proprietà meccaniche della muratura dell'arco nei suoi due materiali componenti ovvero elemento lapideo o in laterizio e malta ma si deve fare riferimento a parametri meccanici di un materiale composto), restano definiti tutti i parametri meccanici, compresa la resistenza a trazione, identificata con la resistenza dei giunti (anche se in un modello a soli blocchi i giunti materialmente sono assenti). Sottoponendo la struttura ad analisi non lineare (pushover), ad ogni passo del procedimento incrementale, per ogni elemento blocco viene effettuato un controllo sulla posizione della curva delle pressioni: laddove questa fuoriesce, qualora la trazione corrispondente superi le capacità del materiale (resistenza a trazione) o del rinforzo eventualmente presente, la verifica di sicurezza risulta non più soddisfatta. A questo punto viene inserita una cerniera che impedisce nei passi successivi la modifica del momento flettente. La posizione della curva delle pressioni resterà sostanzialmente invariata; alcune lievi modifiche potranno dipendere dalla variazione dello sforzo normale per effetto delle forze incrementali orizzontali, variazione generalmente poco significativa.

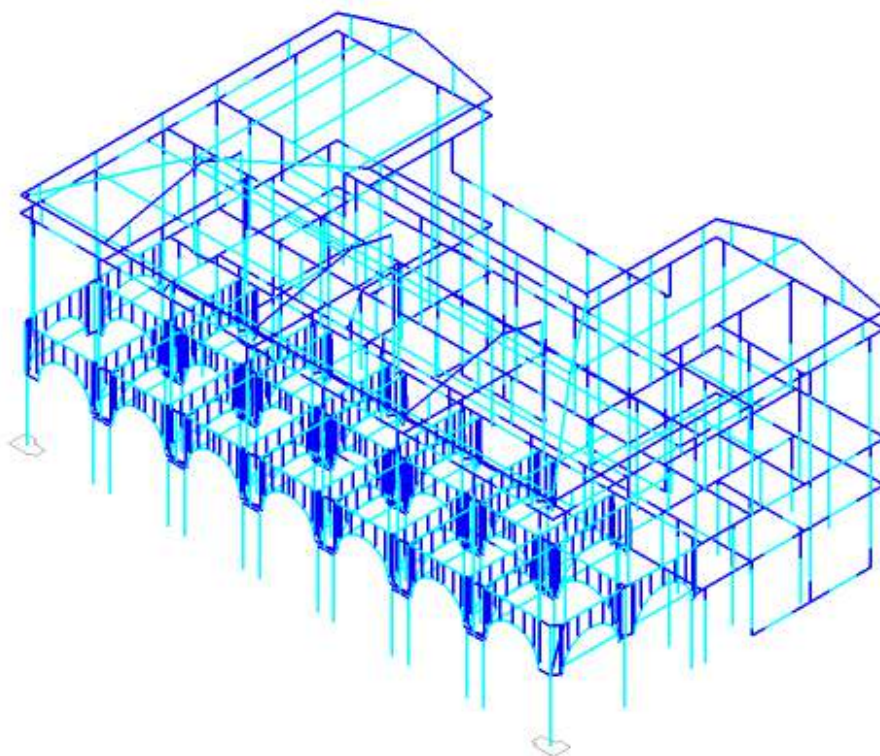
Il modello a soli blocchi per gli archi si utilizza per strutture complesse (come nel nostro caso) per tener conto delle spinte esercitate dagli archi sulla struttura nell'ipotesi che questi non sviluppino cerniere.

I pilastri in muratura aventi sezione trasversale con forma generica (rettangolare, circolare, poligonale), per i quali le verifiche di sicurezza non possono essere svolte applicando le teorie codificate per le pareti (maschi murari), richiedono una modellazione appropriata. I pilastri murari sono generalmente compressi, ma la risultante degli sforzi può essere eccentrica anche sotto i carichi di esercizio verticali: basti pensare ad un arco impostato su un pilastro il cui asse non coincide, in corrispondenza dell'imposta, con il baricentro del pilastro. Gli archi, inoltre, generano spinte che non sempre sono bilanciate da elementi adiacenti; anche in presenza di più archi consecutivi, è possibile che le spinte non si compensino totalmente. Ne deriva quindi la necessità di un'adeguata verifica a pressoflessione della sezione trasversale del pilastro. Nel software PCM i pilastri in muratura vengono rappresentati da elementi beam corrispondenti ai conci (o blocchi).



*Modellazione strutturale in PCM*

A causa della suddivisione in conci, si forma un comportamento d'insieme tra pietra (o mattone) e malta, simile alla muratura. Spesso si rilevano grandi blocchi di pietra con sottili sigilli di malta di ottima qualità, il che suggerisce che le proprietà siano poco ridotte rispetto a quelle della sola pietra (o mattone). Analogamente agli archi, il pilastro in muratura potrebbe essere modellato col sistema blocchi-giunti: definendo tuttavia solamente blocchi, la modellazione si semplifica e resta adeguatamente inquadrata la verifica a pressoflessione del pilastro. PCM, seguendo le teorie di calcolo a rottura, propone due modalità di verifica a pressoflessione. La prima modalità di verifica è di tipo geometrico; la crisi viene raggiunta per perdita di stabilità e non per superamento della resistenza a compressione, così come sostanzialmente indicato dagli studi di Heyman. La seconda modalità di verifica a pressoflessione consiste in una verifica di resistenza; poiché le azioni orizzontali in sommità al pilastro possono produrre sollecitazione in entrambi i piani principali di flessione, la verifica di resistenza viene inquadrata nell'ambito della pressoflessione deviata attraverso la costruzione del dominio di resistenza tridimensionale (superficie di rottura  $N$ - $M_y$ - $M_z$ ), costruito sul modello di comportamento della muratura di tipo stress-block. Attraverso il programma PCM è stato realizzato l'input della geometria della struttura a partire dalle piante dei piani disegnate in AutoCad. In seguito è stato creato il modello a telaio equivalente, provvedendo inoltre a definire i materiali e le proprietà dei vari elementi strutturali, i vincolamenti esterni dei nodi e quelli interni delle aste, i carichi e i principali parametri di calcolo. Sono infine state condotte le analisi.



*Corpo originario ex scuole elementari “Casaroli”: modellazione a telaio equivalente stato di fatto*

## 8. RISULTATI ANALISI SISMICA STATICA NON LINEARE (PUSHOVER)

### VERIFICA SISMICA DI COMPATIBILITA' DEGLI SPOSTAMENTI (ANALISI PUSHOVER)

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §7.3.4.1, §7.8.1.5.4, §C8.7.1.4)

Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento illustrato al §7.3.4.1. In ogni caso, per le costruzioni edifici in muratura nelle quali il rapporto tra il taglio totale agente sulla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare [§C.7.3.8: tale rapporto è definito come:  $q^* = Se(T^*) m^* / Fy^*$ ] ecceda il valore 4.0 (per SLC; data la relazione che intercorre fra SLV e SLC è possibile considerare  $q^* \leq 3.0$  nel caso di verifica per SLV), la verifica di sicurezza dovrà ritenersi non soddisfatta. La rigidità elastica del sistema bilineare equivalente si individua tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0.7 volte il valore massimo (taglio massimo alla base). Il tratto orizzontale della curva bilineare si individua tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema. In PCM, conformemente a §7.8.1.5.4, nello schema della muratura a telaio equivalente, i pannelli murari vengono caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza al limite elastico definita per mezzo della risposta flessionale o a taglio di cui ai punti §7.8.2.2 e §7.8.3.2. Il modello, ove non sia applicata l'ipotesi shear-type, tiene conto degli effetti connessi alla variazione delle forze verticali dovuta all'azione sismica e garantisce gli equilibri locali e globali. Qui di seguito si fornisce una descrizione dettagliata del procedimento di analisi statica non lineare.

#### Criteri generali:

Il concetto alla base dell'analisi sismica statica non lineare è che la capacità complessiva della struttura di sostenere le azioni sismiche può essere descritta dal comportamento della stessa sottoposta ad un sistema di forze statiche equivalenti incrementate fino a raggiungere il collasso, inteso come incapacità di continuare a sostenere i carichi verticali. 'Analisi pushover' significa 'analisi di spinta', intendendo appunto per 'spinta' l'applicazione delle forze orizzontali progressivamente incrementate.

Il sistema di forze in questione deve simulare in modo il più possibile realistico gli effetti di inerzia prodotti dal sisma nel piano orizzontale; essi, a loro volta, dipendono dalla risposta stessa della struttura, per cui il sistema di forze dovrebbe cambiare durante l'analisi: ciò corrisponde ad un adattamento della distribuzione delle forze al livello di danneggiamento (pushover adattivo).

La procedura può essere svolta attraverso una serie di analisi elastiche sequenziali sovrapposte dove il modello matematico della struttura (più precisamente la matrice di rigidità), viene continuamente aggiornato, per tener conto della riduzione di rigidità degli elementi che entrano in campo plastico.

La capacità di una struttura è pertanto rappresentata mediante una curva che ha come grandezze di riferimento il taglio alla base e lo spostamento di un punto di controllo dell'edificio (ad esempio: punto in copertura, generalmente coincidente con il baricentro, o a 2/3 dell'altezza).

Attraverso l'equivalenza dinamica tra sistema a più gradi di libertà (M-GDL) e sistema a 1 grado di libertà (1-GDL), la curva di capacità così ottenuta viene ricondotta ad un legame tipico di un oscillatore non lineare ad un grado di libertà, rendendo possibile un diretto confronto con la domanda sismica rappresentata in termini di spettro di risposta.

Sinteticamente, quindi, il metodo pushover è basato su un processo incrementale che simula la spinta orizzontale di forze statiche, equivalenti al sisma, su una struttura. Dopo ogni incremento del sistema di forze applicate, si verificano le condizioni dei componenti della struttura e si effettuano gli opportuni aggiornamenti del modello. L'analisi si arresta quando vengono raggiunti particolari

condizioni limite.

Il metodo numerico implementato in PCM è un algoritmo di calcolo dedicato, secondo una traccia metodologica derivata dall'opera: G. C. Beolchini, G. Di Pasquale, L. Gizzarelli: La valutazione delle prestazioni sismiche di strutture esistenti in cemento armato: indicazioni dalle Linee Guida NEHRP, Roma, Dicembre 2002 (volume in download da: <http://ssn.protezionecivile.it/RT/rtindex.html>) e definita dal documento 'ATC 40'. In tale ambito, seguendo NTC08, agli elementi murari viene attribuito comportamento bilineare elastico-perfettamente plastico, quindi con rigidità costante nella fase elastica, e nulla nella fase plastica.

#### **Distribuzione di Forze:**

L'analisi statica non lineare (analisi pushover) è caratterizzata da un sistema di forze statiche orizzontali applicate a livello dei solai, crescenti proporzionalmente: nel caso di distribuzione fissa, in modo tale da mantenere costante il rapporto fra le forze ai diversi piani; in caso di distribuzione adattiva, il rapporto fra le forze viene modificato in base all'aggiornamento dell'analisi modale. L'analisi statica non lineare viene eseguita con una delle seguenti distribuzioni di forze:

#### **Gruppo 1 (distribuzioni principali)**

*FISSE: i rapporti fra le forze orizzontali restano fissi nel corso del processo incrementale:*

(A) ("triangolare") Forze proporzionali a quelle da utilizzarsi per l'analisi statica lineare

(B) (uni-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione.

La forma modale sarà in generale diversa nella direzione X e nella direzione Y: quindi quando si parla di primo modo [sia per la distribuzione C) sia per la E)], si deve intendere il primo modo secondo X, per l'analisi X; il primo modo secondo Y, per l'analisi Y. Questo è importante nelle analisi 3D (mentre nelle 2D la questione è ininfluente, perché il primo modo si riferirà all'unica direzione orizzontale del piano verticale 2D considerato).

Per riconoscere se il modo è secondo X o secondo Y si controlla se la massa modale efficace secondo X è  $> 0$  o  $< 0$  di quella secondo Y.

(C) (multi-modale) Forze corrispondenti alla distribuzione delle forze modali calcolate con analisi dinamica lineare, tenendo conto di tutti i modi considerati

(D) (multi-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente ad una forma modale equivalente, tenendo conto di tutti i modi considerati

#### **Gruppo 2 (distribuzioni secondarie)**

(E) (uniforme) Forze proporzionali alle masse

*ADATTIVE: la distribuzione di forze viene aggiornata ad ogni evoluzione di rigidità, previa riesecuzione dell'analisi modale:*

(F) (uni-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione

(G) (multi-modale) Forze corrispondenti alla distribuzione delle forze modali calcolate con analisi dinamica lineare, tenendo conto di tutti i modi considerati

(H) (multi-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente ad una forma modale equivalente, tenendo conto di tutti i modi considerati

Le distribuzioni (A)(B)(C) del Gruppo 1 e (E)(F)(G) del Gruppo 2 sono espressamente citate in §7.3.4.1. Le distribuzioni (D)(H) possono essere considerate distribuzioni multi-modali, alternative o complementari alle (C)(G).

Per edifici in muratura nuovi, con impalcati rigidi, si considereranno almeno una distribuzione del Gruppo 1 e almeno una del Gruppo 2, con le limitazioni previste: (A) e (B) sono applicabili solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha massa partecipante non inferiore al 60% (§7.8.1.5.4); (C) solo se il periodo fondamentale è superiore a  $T_C$ .

Per edifici in muratura esistenti, potranno essere utilizzate le distribuzioni (A)(E) indipendentemente dalla massa partecipante del primo modo (§8.7.1.4).

Le distribuzioni (C)(G) dipendono dalle forze spettrali: pertanto, poichè a SLD (di danno) e SLV (ultimo) corrispondono due distinti spettri di risposta, l'analisi pushover si differenzia fra i due stati limite; ognuna delle due verifiche a SLD e SLV si effettua nel corrispondente diagramma. Per tutte le altre distribuzioni, il diagramma pushover SLD e SLV è coincidente, ed in esso sono eseguite

#### **Direzioni di analisi:**

L'analisi deve essere condotta nelle due direzioni ortogonali di riferimento (X e Y), ed è prevista la combinazione direzionale secondo §7.3.5.

- **ANALISI PIANE (2D):** gli edifici vengono scomposti in singoli telai, p.es. un telaio rappresentativo in direzione X (analisi statica non lineare in direzione X), ed un telaio rappresentativo in direzione Y (analisi statica non lineare in direzione Y).

- **ANALISI SPAZIALI (3D):** considerando il modello nel suo complesso (modello tridimensionale dell'edificio) l'analisi è condotta separatamente prima secondo X, e poi secondo Y.

In generale le strutture non sono simmetriche, per cui le analisi dovranno essere condotte anche secondo -X e secondo -Y.

In modelli 3D, dove si eseguono analisi X e analisi Y, la combinazione degli effetti nelle due direzioni orizzontali non deve essere applicata (§7.3.5).

#### **Algoritmo di calcolo implementato in PCM**

##### **ANALISI STATICA NON SISMICA (ANALISI DI GRAVITA')**

0. Analisi statica non sismica, con Combinazione di tipo sismico dei carichi verticali.

Secondo §3.2.4, gli effetti statici da sommare agli effetti sismici sono forniti dalla seguente combinazione:

$$G_1 + G_2 + P + \Sigma(\psi_{2,j} \cdot Q_{k,j})$$

##### **ANALISI SISMICA INCREMENTALE**

Per ogni DISTRIBUZIONE DI FORZE da processare:

esecuzione di una serie di analisi statiche non lineari. Vengono svolte:

3D) analisi: +X, -X, +Y, -Y, con eventuali azioni torcenti aggiuntive (+/-  $M_t$ ) e con contributo della direzione ortogonale ridotto del 30% a causa della simultaneità dell'evento nelle due direzioni di riferimento (+/- 30%).

2D) al massimo 2 analisi: +X, -X.

- Una data analisi si articola nei seguenti passi:

*Inizio Loop (=Ciclo incrementale) con incremento progressivo del Taglio alla Base*

1. Determinazione delle forze (secondo la distribuzione corrente) dovute all'incremento di taglio alla base

2. Analisi sismica statica equivalente, nella sola direzione corrente (X o Y), con forze orizzontali correnti

3. Noti gli incrementi di spostamento e di azioni interne, si calcolano i valori complessivi, sommandoli ai valori complessivi del passo precedente

4. Archiviazione punto della curva di capacità (Spostamento punto di controllo - Taglio globale alla base)



5. Verifiche della muratura. [La procedura esegue sempre automaticamente l'individuazione autocorrettiva del limite elastico. Se con l'incremento del ciclo corrente si oltrepassa il punto di crisi di un elemento, è possibile diminuire l'incremento e tornare all'inizio del ciclo corrente. Questa procedura viene seguita solo se si è scelto l'incremento di taglio autocorrettivo nei Parametri di Calcolo.]
6. Se richiesto dai Parametri di Calcolo, si archivia tutta la configurazione strutturale (con le verifiche murarie)
7. Se il modello deve essere aggiornato (alcuni elementi sono passati da verifica soddisfatta a non):
  - 7.1. Aggiornamento matrice rigidezze
  - 7.2. Fattorizzazione della matrice delle rigidezze aggiornata
  - 7.3. Se la matrice è singolare (non più invertibile): struttura labile, esce dal Loop
  - 7.4. In caso di forma modale: riesecuzione Analisi Modale con aggiornamento distribuzione forze
8. Se uno o più elementi collassano, occorre ripartire dal punto 0. costruendo una nuova curva di capacità (sottocurva) dell'analisi corrente, che tenga conto fin dall'inizio degli elementi collassati e della diminuzione di rigidezza degli elementi plasticizzati anche se non ancora collassati. Si riesegue quindi l'Analisi di Gravità, seguita di nuovo dal Loop. La costruzione delle sottocurve successive termina quando sopraggiunge la condizione di labilità che fa uscire dal Loop  
*Termine Loop*
9. Esame della curva di capacità; definizione di punti notevoli
10. Verifica di sicurezza con oscillatore elastoplastico equivalente

#### **Risultati dell'elaborazione per l'analisi pushover:**

Le curve di capacità della struttura reale analizzata (sistema a più gradi di libertà: M-GDL) vengono rappresentate in diagrammi che riportano in ascisse lo Spostamento del punto di controllo, ed in ordinate il Taglio globale alla base. Per ogni curva, attraverso le relazioni di equivalenza dinamica, riportate al punto §C7.3.4.1, viene definita la corrispondente curva del sistema ad 1 grado di libertà equivalente 1-GDL, e successivamente il diagramma bilineare, attraverso il quale è possibile definire la domanda sismica (=spostamento richiesto secondo lo spettro di risposta) del sistema 1-GDL, ricondotta infine alla domanda per il sistema M-GDL. Le verifiche di compatibilità degli spostamenti per il sistema reale M-GDL consistono nel confronto tra la domanda sismica e la capacità deformativa della struttura.

Per il calcolo della domanda sismica, l'espressione degli spettri di risposta elastico  $S_e(T)$  e degli spettri di progetto per SLV e SLD è fornita in §3.2.3.

Lo spettro di risposta elastico in termini di spostamento è dato da:  $S_{De}(T_s) = S_e(T_s) \cdot (T / 2\pi)^2$  (§3.2.3.2.3).

Sulla curva pushover (diagramma forza-spostamento), gli Stati Limite SLO SLD SLV SLC sono caratterizzati nel modo seguente:

**SLC:** lo spostamento ultimo a SLC è dato dal minore tra quelli forniti dalle seguenti due condizioni:

- quello corrispondente ad un taglio di base residuo pari all'80% del massimo;
- quello corrispondente al raggiungimento della soglia limite della deformazione angolare a SLC in tutti i maschi murari verticali di un qualunque livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza (questo controllo può essere omesso nelle analisi quando i diaframmi siano infinitamente rigidi o quando sia eseguita l'analisi di una singola parete).

**SLV:** lo spostamento ultimo a SLV, sulla bilineare equivalente sopra definita, è pari a 3/4 dello spostamento a SLC

**SLD:** lo spostamento corrispondente è il minore tra gli spostamenti ottenuti dalle seguenti due condizioni:

- quello corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente, definita a partire dallo spostamento ultimo a SLC;
- quello corrispondente al raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari verticali in un qualunque livello di una qualunque parete ritenuta significativa ai fini dell'uso della costruzione (e comunque non prima dello spostamento per il quale si raggiunge un taglio di base pari a 3/4 del taglio di base massimo).

**SLO:** lo spostamento corrispondente è pari a 2/3 di quello allo SLD.

Per ogni diagramma pushover ed ogni stato limite analizzato, il risultato della verifica è esprimibile sotto forma di un indicatore di rischio, dato dal rapporto fra capacità e domanda. La verifica è soddisfatta quando l'indicatore è non minore del valore di riferimento in relazione al tipo di intervento (nuovo edificio, adeguamento o miglioramento di edificio esistente).

I risultati di PCM riportano fra l'altro la capacità della struttura in termini di PGA ed in particolare: **PGA,CLV** e **PGA,DLV**, valori di massima accelerazione al suolo consentita dall'edificio, definita dal valore in corrispondenza del quale vengono raggiunti, rispettivamente, lo stato limite ultimo SLV e lo stato limite di danno SLD. Unitamente al valore PGA, sono forniti il corrispondente periodo di ritorno TR e la probabilità di superamento P<sub>VR</sub> relativa al periodo di riferimento VR. Il calcolo della capacità della struttura viene effettuato tramite un ciclo iterativo condotto sul periodo di ritorno TR: si varia il valore di TR fra gli estremi 30 e 2475 anni (estremi previsti dalla Normativa), ricercando il periodo di ritorno cui corrisponde la massima accelerazione a,g tale da soddisfare la verifica di sicurezza. Per soddisfare la verifica di sicurezza vengono considerate due condizioni contemporanee:

- 1) la domanda di spostamento (dipendente dallo spettro, e quindi dai valori di TR, ag e altri parametri correlati) deve essere  $\leq$  della capacità di spostamento definita dalla curva pushover;
- 2) il valore di  $q^* = S_e(T^*) m^* / F_y^*$  deve essere  $\leq 3.0$  (valore competente alla verifica per SLV).

Qualora la verifica di sicurezza sia soddisfatta per TR=2475 anni, la capacità della struttura viene qualificata con TR $\geq$ 2475 anni (il D.M. 14.1.2008, nell'Allegato A dispone che nell'analisi siano considerati solo valori di TR compresi fra 30 e 2475 anni). Analogamente, se la verifica di sicurezza non è soddisfatta per TR=30 anni, la capacità della struttura viene qualificata con TR $\leq$ 30 anni; i limiti assunti per PGA corrispondono ai limiti minimo e massimo di TR, secondo le corrispondenze definite dal reticolo di riferimento (Tab. 1, All.A al D.M. 14.1.2008).

Si osservi che a,g indica l'accelerazione al suolo su suolo rigido, mentre PGA può essere stata definita - nei Parametri di Calcolo - come a,g oppure come accelerazione al suolo tenendo conto degli effetti di suolo: il risultato in termini di PGA dipende quindi dal significato attribuito a PGA.

L'analisi statica non lineare eseguita da PCM fornisce inoltre il valore del **fattore di comportamento q** (§7.8.1.3), attraverso il calcolo del rapporto  $\alpha u / \alpha 1$  dove:

$\alpha 1$  = moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario significativo raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione);

$\alpha u$  = 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, l'edificio raggiunge la massima forza resistente.

I valori del fattore di struttura sono i seguenti:

- Edifici nuovi:  $q = q_0 KR$  (§7.3.1), dove:

per costruzioni in muratura ordinaria:  $q_0 = 1.75 \alpha u / \alpha 1$ ; per costruzioni in muratura armata:  $q_0 = 2.5 \alpha u / \alpha 1$ ; per costruzioni in muratura armata con progettazione in capacità:  $q_0 = 3.0 \alpha u / \alpha 1$ .  $KR=1$  per edifici regolari in altezza; 0.8 altrimenti. In ogni caso,  $\alpha u / \alpha 1$  non può

- Edifici esistenti (rif.: Circ. 2009 del D.M. 14.1.2008):  $q = 2.0 \alpha u / \alpha 1$  per edifici regolari in elevazione,  $q = 1.5 \alpha u / \alpha 1$  negli altri casi.

Come si può desumere dai valori dell'indice di rischio sismico  $\zeta_E$  indicati nel prospetto di seguito riportato, la direzione X del fabbricato rimane quella più debole; con la distribuzione di forze uniforme E che sollecita i piani più bassi si ricava il valore minore dell'indice di rischio sismico per SLV  $\zeta_E = 0,52 < 0,60$ .

[illegible]

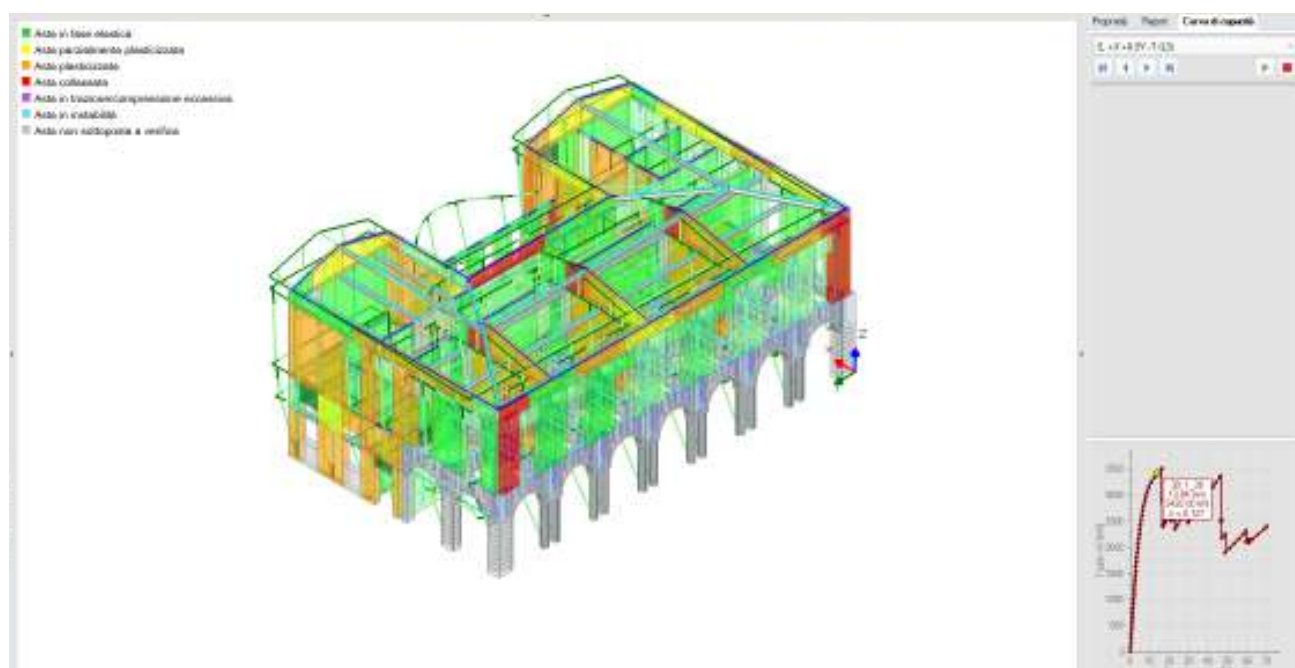
46

## CURVA n° 42

TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE  
(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)  
DIREZIONE E VERSO: +X  
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT  
COMBINAZIONE COMPONENTI: +X + 0.3 Y  
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3

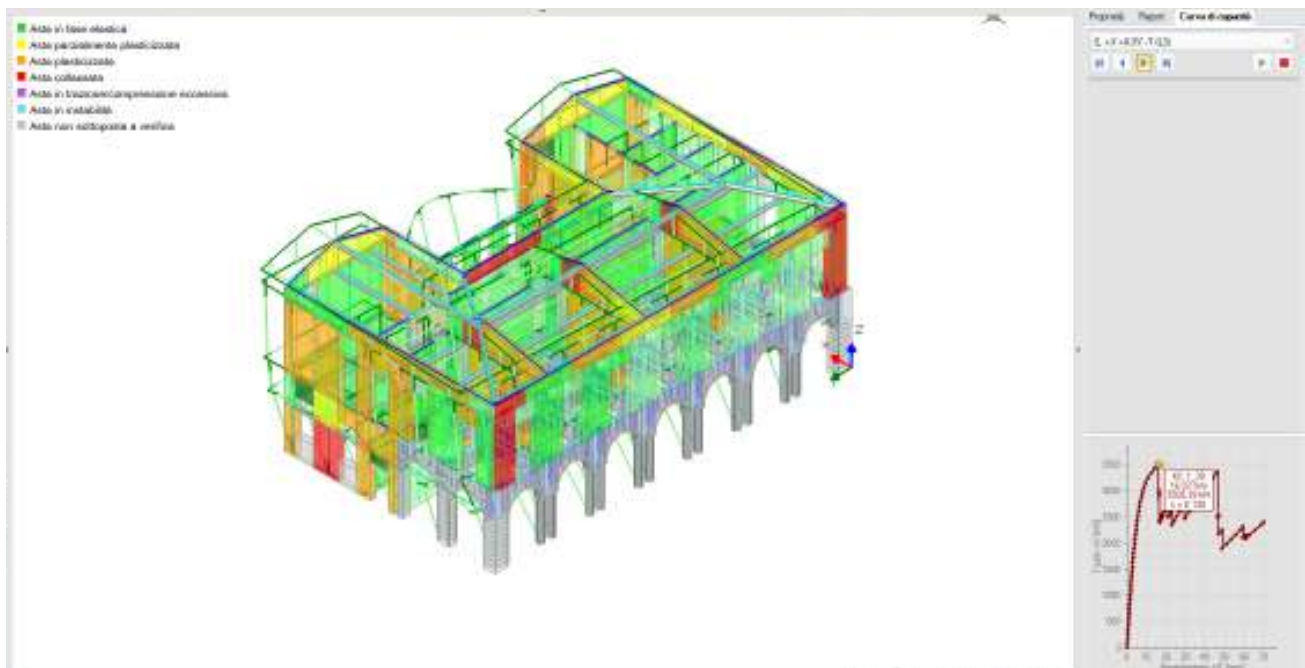


Per quel che attiene alla modalità di collasso, si osserva come, in corrispondenza dello Stato limite SLV, la maggior parte dei maschi murari disposti lungo la direzione X siano plasticizzati per pressoflessione complanare e per taglio; alcuni elementi al piano primo e al piano sottotetto risultano già collassati ma non hanno determinato il decadimento della curva.

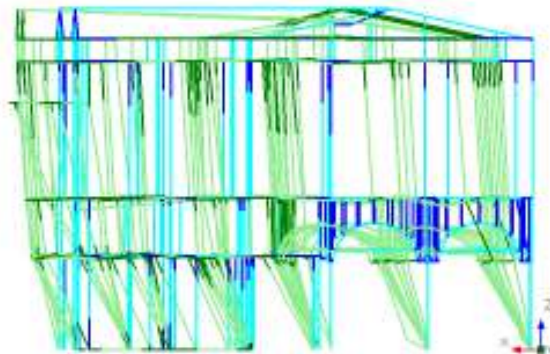


Proseguendo con l'analisi, già al passo successivo un maschio posto al piano terra della facciata ovest determina il raggiungimento dello SLC e successivo decadimento della curva con collasso della struttura.





Dall'immagine sotto riportata che riporta in verde l'andamento della deformata, si può notare come il piano terra sia molto deformabile lungo la direzione X per la presenza del porticato.



#### VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

##### Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 628632.40  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = 3342.26  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 26900.33  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 2743.07  
 Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.124  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = 3342.26

Punto di controllo ubicato al 3° piano. Spostamento orizzontale:  $d_c$  (mm):

- iniziale = 0.00  
 - al limite ultimo:  $d_{c,SLV,M-GDL}$  = 12.32, di cui dovuto alle forze orizzontali = 12.32

##### Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $\Gamma=1.000$  per la distribuzione di forze (E).  
 La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (X):

Massa  $m^* = \sum(m_i)$  (k\*kgm) = 2743.07  
 Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 3342.26  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 3342.26  
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = 12.32

##### Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):



70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F<sub>Max,1-GDL</sub> (kN) = 2339.58  
 Rigidezza elastica: K\* (kN/m) = 475644.80 (=75.663% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico: T\* = 2(m\*/K\*) (sec) = 0.477  
 Punto di snervamento: spostamento dy\* (mm) = 6.72  
 forza Fy\* (kN) = 3194.66

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 10 %  
 Da PVR e V,R, per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. a)  
 attraverso la relazione:  $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC\* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:  
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,  
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 TC\* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 SS = coefficiente di sottosuolo;  
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;  
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;  
 TB, TC, TD = periodi di spettro;  
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a,g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLU: SLV	949	0.123	2.462	0.280	1.500	1.598	1.500	0.149	0.447	2.092	1.166

#### Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T\*) = 0.426 g
- in spostamento: d\*,e,max = S,De(T\*) (mm) = 24.07
- forza di risposta elastica = S,e(T\*) m\* (kN) = 11446.83  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy\* (kN) = 3194.66  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: q\* = 3.583

#### Controllo su q\* secondo §7.8.1.6

**q\* > 3.0: la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta**  
 indipendentemente dal confronto tra capacità e domanda.

#### Nota su q\*

q\* è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:  
 il valore di q\* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.

Se q\* >= 3.0 (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input), verrà calcolato considerando un valore di ag, cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a) q\* <= 3.0 (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: q\* <= 4.0 per SLC)
- b) capacità >= domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d\*,max (mm) = 24.07

#### Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: r d\*,max (mm) = 24.07

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

Domanda sismica in spostamento (mm) = 24.07

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 12.32

**SLV: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.096 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 185 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 100 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 41.757 %

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,

e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

#### Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	949	0.185	10.0
Capacità	185	0.096	41.8

#### Indicatore di Rischio Sismico

- (indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):
- in termini di PGA:  $\alpha, V = \text{PGA, CLV} / \text{PGA, DLV} = \zeta, E, \text{SLV, PGA} = 0.096/0.185 = 0.519$
  - in termini di TR:  $\alpha, V = \text{TR, CLV} / \text{TR, DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 185/949 = 0.195$

#### Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 90.00  
90% del Taglio massimo (kN) = 3008.03  
Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 33.423  
Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500  
Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

#### VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)

##### Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD:  $F, \text{SLD, M-GDL}$  (kN) = 2759.59

Punto di controllo ubicato al 3° piano. Spostamento orizzontale:  $dc$  (mm):

- iniziale = 0.00
- al limite di danno:  $dc, \text{SLD, M-GDL} = 6.72$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 6.72

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V, R = 63\%$   
Da PVR e  $V, R$ , per SLD risulta definito il valore di  $T, R$  (§ All. a)  
attraverso la relazione:  $T, R = -V, R / [1 - \ln(1 - \text{PVR})]$

Valori dei parametri  $ag, Fo, TC^*$  per i periodi di ritorno  $TR$  associati allo Stato Limite SLD

e: SS, CC, S, TB, TC, TD,  $F_v$  [§3.2.3], dove:  
 $ag$  = accelerazione orizzontale massima al sito,  
 $Fo$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 $TC^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,  
SS = coefficiente di sottosuolo;  
CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;  
S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;  
TB, TC, TD = periodi di spettro;  
 $F_v$  = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a, g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLD	101	0.049	2.499	0.250	1.500	1.659	1.500	0.138	0.415	1.796	0.747

##### Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.160\text{ g}$
- in spostamento:  $d^*, e, \text{max} = S, De(T^*)$  (mm) = 9.04
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 4298.39  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 3194.66  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.345$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \text{max}$  (mm) = 9.04

##### Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \text{max}$  (mm) = 9.04

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

Domanda sismica in spostamento (mm) = 9.04

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 6.72

**SLD: Capacità < Domanda**

##### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA ( $\text{PGA, CLD}$ ) = 0.057 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, \text{CLD} = 59$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 100$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $\text{PVR, CLD} = 81.639\%$

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $\text{PGA, CLD}$  e  $TR, \text{CLD}$  minori,  
e  $\text{PVR, CLD}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $\text{PGA, CLD}$  e  $TR, \text{CLD}$  maggiori, e  $\text{PVR, CLD}$  minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	101	0.073	63.0
Capacità	59	0.057	81.6

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA}_{\text{CLD}} / \text{PGA}_{\text{DLD}} = \zeta_{\text{E,SLD,PGA}} = 0.057/0.073 = 0.781$ - in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR}_{\text{CLD}} / \text{TR}_{\text{DLD}} (= \text{TR in input per SLD}) = 59/101 = 0.584$ **VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)**

Stato Limite SLO e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 81 %

Da PVR e V,R, per SLO risulta definito il valore di T,R (§ All. a)

attraverso la relazione:  $T,R = - V,R / [1 - \ln(1 - \text{PVR})]$ Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $TC^*$  per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLO

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:

 $a_g$  = accelerazione orizzontale massima al sito, $F_0$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale, $TC^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	$a_g$ (*g)	$F_0$	$TC^*$ (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLE - SLO	60	0.039	2.541	0.231	1.500	1.703	1.500	0.131	0.393	1.756	0.677

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.122 \text{ g}$ - in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = 9.04$ - forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 3294.43$ 

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $F_y^* \text{ (kN)} = 3194.66$ 

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.031$ Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max \text{ (mm)} = 6.92$ **Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r \text{ } d^*,max \text{ (mm)} = 6.92$ **Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 6.92

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 4.48

**SLO: Capacità < Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**SLO: Capacità in termini di PGA ( $\text{PGA}_{\text{CLO}} = 0.042 \text{ g}$ )corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $\text{TR}_{\text{CLO}} = 27$ Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $V_R = 100$  anni,ha la probabilità di essere superata pari a:  $\text{PVR}_{\text{CLO}} = 97.537 \%$ 

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $\text{PGA}_{\text{CLO}}$  e  $\text{TR}_{\text{CLO}}$  minori,e  $\text{PVR}_{\text{CLO}}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $\text{PGA}_{\text{CLO}}$  e  $\text{TR}_{\text{CLO}}$  maggiori, e  $\text{PVR}_{\text{CLO}}$  minore).**Riepilogo per SLO**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	60	0.058	81.0
Capacità	27	0.042	97.5

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA}_{\text{CLO}} / \text{PGA}_{\text{DLO}} = \zeta_{\text{E,SLO,PGA}} = 0.042/0.058 = 0.724$ - in termini di TR:  $\alpha_D = \text{TR}_{\text{CLO}} / \text{TR}_{\text{DLO}} (= \text{TR in input per SLO}) = 27/60 = 0.450$

## 9. RISULTATI ANALISI CINEMATICA LINEARE

### ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO IN EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA (ANALISI CINEMATICA)

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §8.7.1, Circ. 617 del 2.2.2009: §C8A.4)

Negli edifici esistenti in muratura, come hanno dimostrato anche gli eventi sismici più recenti, i collassi più frequenti sono determinati dalla formazione di cinematismi: porzioni murarie di dimensioni rilevanti si distaccano dalle strutture e ruotano come corpi rigidi; è tipico il ribaltamento delle parti superiori delle facciate verso l'esterno.

Durante la sollecitazione sismica, le azioni di tipo stabilizzante (pesi propri e carichi verticali dai solai, azioni da tiranti) si oppongono alle instabilizzanti (dovute a strutture spingenti e ad azioni orizzontali di tipo sismico proporzionali alle masse, cioè ai pesi). Quando a causa del sisma le azioni instabilizzanti superano un certo valore, si forma il meccanismo di collasso.

Pertanto, la sicurezza strutturale può essere indagata studiando i cinematismi che possono formarsi nell'opera muraria e definendo per ognuno di essi il moltiplicatore di collasso, ossia l'entità dell'input sismico che lo attiva generando il ribaltamento.

Al moltiplicatore di collasso è legata l'accelerazione al suolo  $a_g$  (cfr. §C8A.4). Con riferimento ad uno stato limite di interesse (lo Stato Limite di Danno o lo Stato Limite ultimo SLV di salvaguardia della Vita), attraverso le relazioni biunivoche che legano: accelerazione alla base della struttura PGA (che può tenere conto degli effetti di suolo o essere considerata pari all'accelerazione di picco  $a_g$  su suolo rigido), periodo di ritorno  $T_R$  e probabilità di superamento nella vita di riferimento  $P_{VR}$ , determinata una di queste grandezze restano definite le altre. In tal modo, è possibile esprimere un indicatore di rischio sismico (definito dal rapporto tra capacità e domanda) in termini di PGA o di periodo di ritorno: quando l'indicatore è  $\geq 1$ , la verifica di sicurezza è soddisfatta.

Un'importante ipotesi riguarda la monoliticità delle pareti: ad una muratura che può disgregarsi non si può attribuire la qualifica di corpo rigido. D'altra parte, alcuni Autori [1] hanno notato che la presenza di carico verticale sulla parete, insieme ai collegamenti trasversali (diatoni) conferisce alla parete stessa il comportamento di tipo monolitico. La presenza di giaciture orizzontali, inoltre, assicura la regolarità geometrica nella formazione dei cinematismi. Di fatto, l'analisi sismica condotta con metodi cinematici fornisce risultati idonei se la tessitura della parete è sufficientemente regolare e con buoni collegamenti trasversali.

In pratica, volendo definire un ordine secondo cui le strutture di un fabbricato in muratura devono essere analizzate, è possibile identificare tre stadi progressivi.

I) Se la muratura è disgregata, caotica e con malta di scarsa qualità, è impossibile il comportamento a corpo rigido. Né l'analisi cinematica né (a maggior ragione) le analisi elastiche o ultraelastiche possono identificare un parametro di capacità antisismica. La struttura deve essere consolidata comunque, se non ricostruita: si tratta di uno stato di fatto a capacità teoricamente nulla.

II) La muratura è sufficientemente organizzata in modo da potersi comportare come corpo rigido. L'analisi cinematica studia i meccanismi locali di collasso e definisce la capacità antisismica dei singoli elementi strutturali costituenti il complesso del fabbricato (singole pareti, volte, ecc.).

III) Superati i controlli di cui alle due fasi precedenti, il complesso murario mostra un comportamento scatolare: a questo punto (e solo a questo punto) può essere adeguatamente studiato con metodi elasto-plastici, quali le analisi pushover. Per elasticità si intende una fase deformativa iniziale reversibile; per plasticità una fase successiva caratterizzata da spostamenti permanenti. Il comportamento della muratura non è 'plastico' nel senso tradizionale del termine: la struttura è un solido a geometria variabile con lo stato di sollecitazione. Incrementando l'azione orizzontale, lo scheletro resistente si modifica; si formano cerniere progressive per superamenti locali della scarsa o nulla resistenza a trazione ed infine si giunge ad una labilità (meccanismo di collasso complessivo dell'edificio, che di fatto costituisce lo stadio finale di un'analisi pushover: essa può essere vista come la ricerca, per via statica, del cinematismo d'insieme del fabbricato).

Per l'edificio esistente, l'analisi verrà svolta anzitutto sullo Stato Attuale (Stato di fatto). Gli interventi di miglioramento richiederanno poi il confronto fra lo Stato di Progetto e lo Stato di Attuale, volto a quantificare l'entità del miglioramento conseguito.

Nello Stato Attuale, le verifiche degli stadi II) e III) verranno o meno eseguite a seconda che l'edificio si trovi in sicurezza oppure no nei confronti della cattiva organizzazione muraria. Nello Stato di Progetto, invece, lo stadio I) deve necessariamente essere superato, e le strutture consolidate saranno certamente sottoposte alle verifiche degli stadi II) e III).

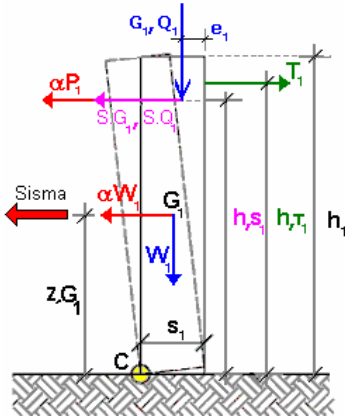
In Analisi Cinematica viene considerato il modello di corpo rigido, ed il moto della struttura si attiva quando l'input sismico raggiunge un'intensità sufficiente a generare la formazione di un cinematismo.

L'analisi cinematica lineare procede secondo i seguenti punti:

1. si sceglie un cinematismo e si descrive nei suoi termini parametrici;
2. si calcola il moltiplicatore di collasso e la corrispondente accelerazione di attivazione del meccanismo;
3. si esegue la verifica di sicurezza confrontando l'accelerazione al suolo PGA che attiva il cinematismo (capacità) con l'accelerazione relativa al sito della costruzione (domanda) (il confronto può essere condotto equivalentemente in termini di  $T_R$ ); la verifica viene condotta in generale sia allo stato limite ultimo sia allo stato limite di danno (si osservi che per Normativa la verifica a stato limite di danno non è strettamente richiesta).

#### Accelerazione di attivazione del meccanismo

Nel seguito, si descrive l'impostazione tipica di un problema di analisi cinematica lineare; per fissare le idee, viene fatto riferimento al ribaltamento semplice di una parete monopiano rispetto ad un asse di rotazione posto alla base in corrispondenza dello spigolo esterno.



**Fig. 1.** Ribaltamento semplice di parete monopiano

Secondo la Normativa vigente (D.M. 14.1.2008, §3.2.4), i carichi da considerare in fase sismica sono i seguenti:

- Carico statico da solaio:  $P_1 = G_1 + \psi_{21} \cdot Q_1$

- Spinta totale esercitata dal solaio (ad esempio, proveniente da una struttura voltata):  $S_{tot} = S_{G1} + \psi_{21} \cdot S_{Q1}$   
dove  $\psi_{21}$  = coeff. di combinazione quasi permanente  $\psi_2$  per  $Q_1$  (§2.5.3).

La parete è stabilizzata dal tirante capace di esercitare il tiro  $T_1$ .

Il ribaltamento della parete avviene facendo cerniera alla base, sullo spigolo esterno (cerniera C in fig. 1; in tal caso per la posizione del polo di rotazione si suppone resistenza a compressione della muratura infinita. Più avanti sarà illustrata la possibilità di considerare un arretramento della cerniera, assumendo un valore finito per la resistenza a compressione). Il cinematisma viene quindi descritto dalla rotazione  $\varphi$  attorno alla cerniera C.

Si applica il Principio dei Lavori Virtuali (§C8A.4.1):

$$\alpha_0 \left( \sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^0 F_h \delta_h = L_{fi}$$

che nel caso in esame, diventa:

$$\alpha_0 (P_1 \cdot \varphi \cdot h_{S1} + W_1 \cdot \varphi \cdot z_{G1}) + (S_{tot} \cdot \varphi \cdot h_{S1}) - [P_1 \cdot \varphi \cdot (s_1 - e_1) + W_1 \cdot \varphi \cdot s_1/2 + T_1 \cdot \varphi \cdot h_{T1}] = 0$$

Semplificando in  $\varphi$  e con le seguenti posizioni la formula può essere scritta in un modo alternativo:

$$\alpha_0 \cdot MR_1 + MR_2 - MS = 0$$

dove:

$MR_1 = (P_1 \cdot h_{S1} + W_1 \cdot z_{G1})$  è il coefficiente moltiplicativo di  $\alpha_0$ ;

$MR_2 = S_{tot} \cdot h_{S1}$  è la parte del momento ribaltante dovuta alla spinta orizzontale, indipendente da  $\alpha_0$ ;

$MS = [P_1 \cdot (s_1 - e_1) + W_1 \cdot s_1/2 + T_1 \cdot h_{T1}]$  è il momento stabilizzante.

Il moltiplicatore di collasso pertanto è uguale a:

$$\alpha_0 = \{ [P_1 \cdot (s_1 - e_1) + W_1 \cdot s_1/2 + T_1 \cdot h_{T1}] - (S_{tot} \cdot h_{S1}) \} / (P_1 \cdot h_{S1} + W_1 \cdot z_{G1})$$

Calcolato il moltiplicatore di collasso  $\alpha_0$ , si deve valutare il valore della massa partecipante al cinematisma, espressa da (§C8A.4.2.2):

$$M^* = \frac{\left( \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}$$

che nel caso in esame diventa:

$$M^* = (P_1 \cdot \varphi \cdot h_{S1} + W_1 \cdot \varphi \cdot z_{G1})^2 / g [(P_1 \cdot (\varphi \cdot h_{S1})^2 + W_1 \cdot (\varphi \cdot z_{G1})^2]$$

L'accelerazione di attivazione del meccanismo (o accelerazione sismica spettrale) è espressa da (§C8A.4.4):

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* \cdot FC} = \frac{\alpha_0 g}{e^* \cdot FC}$$

dove:

$g$  è l'accelerazione di gravità;

$e^* = gM^* / \sum_{i=1}^{n+m} P_i$  è la frazione di massa partecipante della struttura.

Per l'esempio considerato:  $e^* = gM^* / (P_1 + W_1)$ .

FC è il fattore di confidenza; in questo caso, dove si prescinde dalla resistenza a compressione della muratura, FC deve essere

comunque quello relativo al livello di conoscenza LC1:  $FC = 1.35$  (§C8A.1.A.4 - §C8A.4.2.2).

Fino a questo punto non è stato utilizzato alcun dato sismico relativo al sito di ubicazione della struttura: il calcolo dell'accelerazione di attivazione del meccanismo non dipende dai dati sismici, ma soltanto dalla geometria e dai carichi applicati.

### Capacità in termini di accelerazione. Indicatori di Rischio Sismico

Nel seguito, per fissare le idee, si fa riferimento allo Stato limite ultimo SLV.

Per considerare l'entità del sisma nel sito in esame, si deve fissare il periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_R$ . Ad ogni località geografica individuata tramite le proprie coordinate poi sono univocamente collegate:

- la probabilità dell'evento sismico:  $P_{VR,DLV}$  (%) (l'indice D indica la domanda, cioè la richiesta sismica secondo Normativa (D = domanda, LV = allo stato limite SLV);

- la domanda in termini di periodo di ritorno:  $T_{R,DLV} = -V_R / (1 - \ln(1 - P_{VR}))$

- la domanda in termini di accelerazione al suolo:  $PGA_{DLV}$  ( $= a_g$  corrispondente a SLV nel caso di PGA definita come accelerazione su suolo rigido, oppure  $a_g \cdot S$  nel caso che PGA tenga conto degli effetti di suolo).

L'accelerazione  $a_0^*$  di attivazione del cinematisma deve essere confrontata con quella richiesta nello Stato Limite di salvaguardia della vita SLV:  $a^*$ .

$a^*$  deve essere calcolata in due possibili modi, considerando poi come valore di progetto quello massimo fra i due:

1) considerando il corpo rigido vincolato direttamente al terreno o con un corpo rigidamente collegato ad esso ( $a_1^*$ );

2) considerando il corpo rigido in questione collegato al terreno tramite corpi deformabili ( $a_2^*$ ).

Pertanto:  $a^* = \max \{ (a_1^*); (a_2^*) \}$

dove:

$a_1^*$  è l'accelerazione spettrale richiesta allo stato limite SLV su sottostante corpo rigido:

$$a_1^* = a_g(P_{VR}) S / q$$

formulazione che si ricava immediatamente dallo spettro di progetto a SLV ponendo  $T=0$  (§3.2.3.2.1, formule (3.2.4)). In pratica,

$[a_g(P_{VR}) \cdot S]$  è l'accelerazione al suolo che tiene conto delle caratteristiche del sito; la divisione per  $q$  è relativa allo spettro allo stato limite ultimo (§3.2.3.5).

$a_2^*$  è l'accelerazione spettrale richiesta allo stato limite SLV su sottostante corpo deformabile:

$$a_2^* = S_e(T_1) \psi(Z) \gamma / q$$

dove:

$T_1$  = periodo fondamentale di vibrazione dell'intera costruzione nella direzione considerata (con riferimento alla fig. 1, si osservi che la direzione considerata è ortogonale alla parete). Se  $T_1$  non è stato calcolato con un'analisi modale applicata alla struttura nel suo complesso, può essere definito in via semplificata tramite la relazione (7.3.5) (§7.3.3.2):

$$T_1 = 0.05 H^{0.75} \quad (\S 7.3.5.), \text{ dove } H \text{ è l'altezza totale dell'edificio.}$$

$S_e(T_1)$  = spettro elastico definito in §3.2.3.2.1 corrispondente a SLV;  $S_e(T_1)$  è ovviamente proporzionale ad  $a_g$  in input per SLV;

$\psi(Z)$  = primo modo di vibrazione nella direzione considerata, posto pari a  $Z/H$ , essendo  $H$  l'altezza di tutto la costruzione rispetto alla fondazione (cioè l'altezza totale dell'edificio cui il corpo considerato appartiene) e  $Z$  la quota del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura (per la parete dell'esempio è la quota di base della parete stessa);

$\gamma$  = coefficiente di partecipazione modale. Se non noto da analisi modale,  $\gamma$  è calcolabile in via semplificata con la relazione:

$$\gamma = 3N/(2N+1) \text{ con } N \text{ numero di piani della costruzione.}$$

Nell'espressione di  $a^*$ :  $a^* = \max \{ (a_1^*); (a_2^*) \}$

con:  $a_1^* = a_g(P_{VR}) S / q$ ,

$$a_2^* = S_e(T_1) \psi(Z) \gamma / q$$

dove  $S_e(T_1)$  contiene il termine in  $a_g(P_{VR})$ ,

è direttamente identificabile la componente  $a_g(P_{VR})$ . E' quindi immediatamente comprensibile come, uguagliando l'accelerazione di attivazione del meccanismo  $a_0^*$  all'espressione dell'accelerazione richiesta  $a^*$ , resti determinato univocamente un valore di  $a_g$ : è questa la capacità in termini di accelerazione dell'elemento strutturale nei confronti del cinematisma:  $PGA_{CLV}$  (C = capacità, LV = allo stato limite SLV). Un valore maggiore dell'accelerazione al suolo, quindi, innesca il meccanismo di collasso.

L'equazione  $a_0^*=a^*$  che fornisce  $PGA_{CLV}$  è di tipo non lineare. Infatti, sia  $a_g$  sia i parametri di spettro  $F_0$  e  $T_c^*$  sono tabulati in funzione del periodo di ritorno, nel reticolo sismico fornito dal D.M. 14.1.2008. Da essi dipendono inoltre i valori dei parametri  $S$ ,  $T_c$ ,  $T_B$ ,  $T_D$ . Pertanto, l'unico modo esatto con cui procedere per determinare  $PGA_{CLV}$  è seguire una procedura iterativa, fondata sul periodo di ritorno  $T_R$ . Applicando il metodo di bisezione, ad ogni passo  $T_R$  viene fatto variare fra i valori ammissibili, compresi fra 1 e 2475 anni (per quanto riguarda  $T_R < 30$  anni, cfr. oltre: Osservazioni integrative); a  $T_R$  corrispondono univocamente i valori degli altri parametri, e si controlla se l'equazione  $a_0^*=a^*$  è soddisfatta: quando ciò accade, la  $a_g$  corrispondente è la  $PGA_{CLV}$  cercata. A  $PGA_{CLV}$  corrispondono il periodo di ritorno  $TR_{CLV}$  e la probabilità  $PVR_{CLV}$ .

La capacità  $PGA_{CLV}$  viene confrontata con l'accelerazione in input sismica al suolo relativa al sito in esame  $PGA_{DLV}$ , definendo il coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo, denominato 'Indicatore di Rischio Sismico' IRS in termini di PGA:

$$IRS_{PGA} = PGA_{CLV} / PGA_{DLV}$$

Si osservi che a questo punto è possibile definire l'Indicatore di Rischio Sismico anche in termini di TR ( $IRS_{TR}$ ) come rapporto tra  $TR_{CLV}$  e  $TR_{DLV}$ . Poiché il legame tra TR e PGA, pur biunivoco, non è lineare, il valore di  $IRS_{TR}$  non coincide col valore di  $IRS_{PGA}$  (però sono entrambi  $>1$  o  $<1$ , e quando uno dei due IRS vale esattamente 1.000, anche l'altro vale 1.000).

### Osservazioni integrative

- Intervallo di calcolo per TR.

Il D.M. 14.1.2008 definisce un periodo di ritorno compreso tra 30 e 2475 anni. Se dal calcolo risulta una capacità in termini di TR superiore a 2475 anni, si pone  $TR=2475$  come limite superiore. Per quanto riguarda il limite inferiore, è possibile considerare valori di TR minori di 30 anni con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIS (Unità di Ricerca CNR-ITC): viene adottata un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard  $ag(30)$ ,  $ag(50)$  e  $ag(75)$ , effettuata con la funzione di potenza:  $ag(TR)=k \cdot TR^a$ .

L'intervallo di calcolo di TR è quindi [1,2475].

- Definizione di PGA.

PGA può essere intesa come accelerazione di picco al suolo su roccia ( $\sigma$ : su suolo rigido), oppure come accelerazione di picco al suolo tenendo conto degli effetti di sito.

La scelta di questa opzione determina il valore di  $PGA_{DLV}$  e  $PGA_{CLV}$ : nel caso si tenga conto degli effetti di sito, la PGA su roccia viene moltiplicata per il fattore di suolo  $S$  (§3.2.3.2.1), pari al prodotto di  $S_S$  (coefficiente di amplificazione stratigrafica) per  $S_T$  (coefficiente di amplificazione topografica). Poiché il coefficiente  $S_S$  è legato ai parametri di spettro (dipende da  $a_g$  e  $F_o$ ),  $PGA_{CLV}$  conterrà  $S_S$  corrispondente al periodo  $TR_{CLV}$ , che in generale sarà distinto dal valore  $S_S$  corrispondente alla domanda ( $a_g$  in input): pertanto, l'Indicatore di Rischio Sismico  $IRS_{PGA}$  può assumere valori leggermente diversi, considerando o meno gli effetti di suolo nella definizione di PGA.

Nessuna variazione corrispondente si ha invece per l'Indicatore di Rischio Sismico  $IRS_{TR}$  in termini di periodo di ritorno.

Nel caso della microzonazione sismica,  $S_S$  viene considerato invariato per i diversi stati limite, ossia per i diversi periodi di ritorno: ne consegue che  $IRS_{PGA}$  non varia considerando o meno in PGA gli effetti di sito.

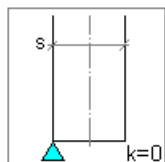
### Resistenza a compressione: posizione della cerniera di ribaltamento

L'Analisi Cinematica prescinde normalmente dai parametri di elasticità e di resistenza; è comunque possibile considerare la resistenza a compressione della muratura, al fine di stimare in modo più accurato la modalità di formazione della cerniera alla base della parete soggetta a ribaltamento. La Normativa Italiana esprime chiaramente questa possibilità in §C8A.4.2.2.

Per la posizione della cerniera di ribaltamento (=polo di rotazione della parete), è possibile utilizzare una delle convenzioni riportate nella figura seguente:

#### Resistenza a Compressione infinita

Il comportamento del corpo rigido prescinde dalla resistenza a compressione, che può considerarsi infinita (modello alla Heyman)



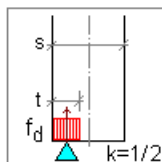
#### 1 Spigolo esterno

Prescindendo dalla resistenza a compressione, il livello di conoscenza è necessariamente LC1 (§C8A.4.2.2) e quindi  $F_c=1.35$

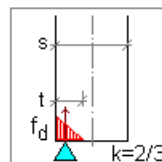
Con questa posizione del Polo, nei Dati in input, la resistenza a compressione della muratura viene ignorata (è quindi possibile non specificarne alcun valore)

#### Resistenza a Compressione finita

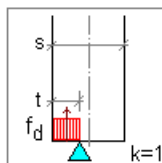
Si distinguono le seguenti ipotesi: distribuzione di pressione uniforme o lineare (triangolare), e posizione della cerniera (polo di rotazione) nel limite della zona reagente o nel baricentro delle tensioni (in corrispondenza della risultante)



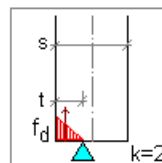
#### 2 Distribuzione uniforme, polo di rotazione nel baricentro delle tensioni



#### 4 Distribuzione lineare, polo di rotazione nel baricentro delle tensioni



#### 3 Distribuzione uniforme, polo di rotazione nel limite della zona reagente



#### 5 Distribuzione lineare, polo di rotazione nel limite della zona reagente

$$\text{Resistenza di calcolo:}$$

$$f_d = \frac{f_m}{F_c \gamma_M}$$

$$\gamma_M = 2$$

Fig. 2. Posizione della cerniera di ribaltamento

dove:

$x_c$  = arretramento della cerniera rispetto alla posizione dell'asse di rotazione. Ad esempio, nel caso di una parete sottoposta a ribaltamento semplice con asse di rotazione in corrispondenza dello spigolo esterno, l'arretramento è la distanza della cerniera dallo spigolo esterno;

$N$  = carico verticale in corrispondenza della sezione della parete dove è posizionato l'asse di rotazione;

$a$  = dimensione della linea di ribaltamento. Ad esempio, nel caso di una parete sottoposta a ribaltamento semplice 'a' è la larghezza della base della parete;

$k$  = coefficiente che assume un valore compreso fra 0 e 2 in funzione del tipo di polo di rotazione scelto.

In alternativa, è possibile definire per  $x_c$  un valore personalizzato, utile ad esempio per limitare l'arretramento stesso in casi in cui il calcolo automatico propone una posizione della cerniera troppo distante rispetto allo spigolo della parete.

### Bibliografia di riferimento

Oltre alla normativa nazionale (cfr. in particolare: Circolare n.617, 2.2.2009 §C8.A.4) e regionale, si segnalano i seguenti testi di riferimento:

[1] A. Giuffrè, *Lecture sulla meccanica delle murature storiche*, Roma, 1990.

[2] A. Giuffrè (a cura di), *Sicurezza e conservazione dei centri storici. Il caso Ortigia*, Laterza.

[3] G.Cangi, M. Caraboni, A. De Maria, *Analisi strutturale per il recupero antisismico*, DEI - Tipografia del Genio Civile, Roma, 2010.

[4] A. Borri (Direttore scientifico), C. Donà, A. De Maria (a cura di), *Manuale delle Murature Storiche*, DEI - Tipografia del Genio Civile, Roma, 2011.

### MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO ANALIZZATI

- 1) Ribaltamento facciata sud
- 2) Ribaltamento veletta facciata sud
- 3) Ribaltamento veletta con muro sottotetto facciata sud
- 4) Arco di estremità portico
- 5) Ribaltamento facciata laterale
- 6) Ribaltamento facciata laterale (piano ammezzato e piano primo)
- 7) Ribaltamento facciata laterale (piano primo)
- 8) Flessione verticale facciata laterale (cerniera secondo impalcato)

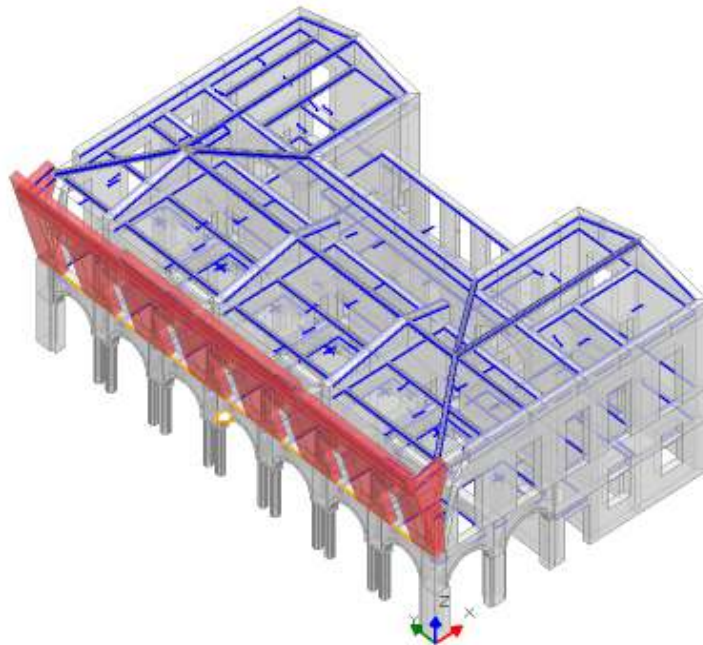


## 1) Ribaltamento facciata sud

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

**01. Ribaltamento facciata sud**  
 Ribaltamento semplice  
 $\alpha_0 = 0.059$   
 ■ SLD  
 $PGA_{CLD} / PGA_{OLD} = 0.035 / 0.074 = 0.476$   
 $TR_{CLD} / TR_{OLD} = 18 / 101 = 0.178$   
 ■ SLV  
 $PGA_{CLV} / PGA_{OLV} = 0.068 / 0.185 = 0.374$   
 $TR_{CLV} / TR_{OLV} = 86 / 948 = 0.091$



### Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m <sup>3</sup> )	(m)	(m)	(sec)			
126.551	14.400	6.410	0.370	1.333	1.350	X

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

γ = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

### Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)	Coord. punto finale (m)	Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)
0.145	33.100	6.410	0.145	0.100	6.410	0.065
						0.667
						2395.72
						0.741
						33.000

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

### Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	0.351	16.569	9.607	0.00	0.00	-1298.40	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	0.620	30.310	12.100	0.00	0.00	-4.09	0.00	0.00	-1.02	0.00
3	da solaio	0.620	23.220	12.100	0.00	0.00	-7.83	0.00	0.00	-1.96	0.00
4	da solaio	0.620	14.080	12.100	0.00	0.00	-7.83	0.00	0.00	-1.96	0.00
5	da solaio	0.620	4.940	12.100	0.00	0.00	-7.83	0.00	0.00	-1.96	0.00
6	peso proprio	1.032	32.853	9.964	0.00	0.00	-67.49	0.00	0.00	0.00	0.30
7	da solaio	1.075	32.560	12.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	da solaio	2.162	32.560	12.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	peso proprio	1.510	32.843	12.685	0.00	0.00	-21.56	0.00	0.00	0.00	0.30
10	da solaio	1.726	32.560	13.003	0.00	0.00	-3.94	0.00	0.00	-4.11	0.00
11	peso proprio	0.353	28.488	13.810	0.00	0.00	-116.57	0.00	0.00	0.00	0.30
12	peso proprio	0.353	28.060	12.685	0.00	0.00	-40.63	0.00	0.00	0.00	0.30
13	da solaio	0.620	29.160	13.006	0.00	0.00	-3.62	0.00	0.00	-3.86	0.00
14	da solaio	0.620	26.690	13.006	0.00	0.00	-5.31	0.00	0.00	-5.66	0.00
15	peso proprio	0.343	31.548	12.685	0.00	0.00	-23.71	0.00	0.00	0.00	0.30
16	da solaio	0.620	31.354	13.006	0.00	0.00	-3.60	0.00	0.00	-3.84	0.00
17	peso proprio	0.353	23.625	12.685	0.00	0.00	-41.28	0.00	0.00	0.00	0.30



18	da solaio	0.620	23.625	13.006	0.00	0.00	-14.30	0.00	0.00	-15.23	0.00
19	peso proprio	0.353	16.600	14.110	0.00	0.00	-268.71	0.00	0.00	0.00	0.30
20	peso proprio	0.353	14.385	12.685	0.00	0.00	-42.20	0.00	0.00	0.00	0.30
21	da solaio	0.620	14.385	13.006	0.00	0.00	-14.62	0.00	0.00	-15.57	0.00
22	peso proprio	0.353	19.030	12.685	0.00	0.00	-43.58	0.00	0.00	0.00	0.30
23	da solaio	0.620	20.155	13.006	0.00	0.00	-7.90	0.00	0.00	-8.42	0.00
24	da solaio	0.620	17.525	13.006	0.00	0.00	-5.47	0.00	0.00	-5.83	0.00
25	peso proprio	0.353	4.712	13.810	0.00	0.00	-116.57	0.00	0.00	0.00	0.30
26	peso proprio	0.353	9.815	12.685	0.00	0.00	-42.20	0.00	0.00	0.00	0.30
27	da solaio	0.620	10.940	13.006	0.00	0.00	-7.42	0.00	0.00	-7.91	0.00
28	da solaio	0.620	8.385	13.006	0.00	0.00	-3.97	0.00	0.00	-4.23	0.00
29	peso proprio	0.343	1.642	12.685	0.00	0.00	-23.52	0.00	0.00	0.00	0.30
30	da solaio	0.620	1.838	13.006	0.00	0.00	-5.03	0.00	0.00	-5.36	0.00
31	peso proprio	0.353	5.225	12.685	0.00	0.00	-42.57	0.00	0.00	0.00	0.30
32	da solaio	0.620	5.225	13.006	0.00	0.00	-10.71	0.00	0.00	-11.41	0.00
33	peso proprio	1.036	0.352	9.959	0.00	0.00	-67.42	0.00	0.00	0.00	0.30
34	da solaio	2.162	0.640	12.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
35	da solaio	1.075	0.640	12.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
36	peso proprio	1.512	0.362	12.685	0.00	0.00	-21.51	0.00	0.00	0.00	0.30
37	da solaio	1.722	0.640	13.003	0.00	0.00	-4.35	0.00	0.00	-4.55	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

$\psi_2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi_2$

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

#### Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)		Spostamenti virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)	
	PX	PY	PZ	EX	EY	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2
1	0.00	0.00	-1298.40	-1298.40	0.00	-3.197	0.000	0.204	-264.425	4150.662
2	0.00	0.00	-4.09	-4.09	0.00	-5.690	0.000	0.472	-1.932	23.302
3	0.00	0.00	-7.83	-7.83	0.00	-5.690	0.000	0.472	-3.692	44.532
4	0.00	0.00	-7.83	-7.83	0.00	-5.690	0.000	0.472	-3.692	44.532
5	0.00	0.00	-7.83	-7.83	0.00	-5.690	0.000	0.472	-3.692	44.532
6	0.00	0.00	-67.49	-67.49	0.00	-3.554	0.000	0.885	-59.716	239.866
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-5.690	0.000	0.927	0.000	0.000
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-5.691	0.000	2.014	0.000	0.000
9	0.00	0.00	-21.56	-21.56	0.00	-6.276	0.000	1.361	-29.352	135.324
10	0.00	0.00	-3.94	-3.94	0.00	-6.594	0.000	1.578	-6.210	25.956
11	0.00	0.00	-116.57	-116.57	0.00	-7.400	0.000	0.204	-23.740	862.608
12	0.00	0.00	-40.63	-40.63	0.00	-6.275	0.000	0.204	-8.298	254.955
13	0.00	0.00	-3.62	-3.62	0.00	-6.597	0.000	0.471	-1.708	23.898
14	0.00	0.00	-5.31	-5.31	0.00	-6.597	0.000	0.471	-2.503	35.027
15	0.00	0.00	-23.71	-23.71	0.00	-6.275	0.000	0.195	-4.617	148.760
16	0.00	0.00	-3.60	-3.60	0.00	-6.597	0.000	0.471	-1.698	23.763
17	0.00	0.00	-41.28	-41.28	0.00	-6.275	0.000	0.204	-8.430	259.011
18	0.00	0.00	-14.30	-14.30	0.00	-6.597	0.000	0.471	-6.740	94.320
19	0.00	0.00	-268.71	-268.71	0.00	-7.700	0.000	0.204	-54.686	2069.090
20	0.00	0.00	-42.20	-42.20	0.00	-6.275	0.000	0.204	-8.618	264.805
21	0.00	0.00	-14.62	-14.62	0.00	-6.597	0.000	0.471	-6.890	96.430
22	0.00	0.00	-43.58	-43.58	0.00	-6.275	0.000	0.204	-8.901	273.497
23	0.00	0.00	-7.90	-7.90	0.00	-6.597	0.000	0.471	-3.724	52.119
24	0.00	0.00	-5.47	-5.47	0.00	-6.597	0.000	0.471	-2.578	36.082
25	0.00	0.00	-116.57	-116.57	0.00	-7.400	0.000	0.204	-23.740	862.608
26	0.00	0.00	-42.20	-42.20	0.00	-6.275	0.000	0.204	-8.618	264.805
27	0.00	0.00	-7.42	-7.42	0.00	-6.597	0.000	0.471	-3.498	48.954
28	0.00	0.00	-3.97	-3.97	0.00	-6.597	0.000	0.471	-1.872	26.201
29	0.00	0.00	-23.52	-23.52	0.00	-6.275	0.000	0.195	-4.579	147.601
30	0.00	0.00	-5.03	-5.03	0.00	-6.597	0.000	0.471	-2.369	33.154
31	0.00	0.00	-42.57	-42.57	0.00	-6.275	0.000	0.204	-8.694	267.123
32	0.00	0.00	-10.71	-10.71	0.00	-6.597	0.000	0.471	-5.047	70.637
33	0.00	0.00	-67.42	-67.42	0.00	-3.550	0.000	0.888	-59.894	239.326
34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-5.691	0.000	2.014	0.000	0.000
35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-5.690	0.000	0.927	0.000	0.000
36	0.00	0.00	-21.51	-21.51	0.00	-6.276	0.000	1.364	-29.342	135.011
37	0.00	0.00	-4.35	-4.35	0.00	-6.594	0.000	1.574	-6.846	28.685

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi_2*Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X,\delta Y,\delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche. Da (C8A.4.1):  $L1=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Yi]+\sum(1,...,o)[Fh*\delta h]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche). Da (C8A.4.1):  $L2=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Xi]+\sum(n+1,...,n+m)[Pj*\delta Xj]$

#### Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

$\alpha_0$	M*	e*	a0*
------------	----	----	-----

	(kgm)		(g)
0.059	211071	0.864	0.051

$\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso

$M^*$  = massa partecipante (C8A.4.3)

$e^*$  = frazione di massa partecipante

$a_0^*$  = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (C8A.4.4)

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di  $\zeta, E = 0.600$

**SLD: Verifiche di sicurezza**

$a_1^*$	$a_2^*$	$a^*$	PGA	TR	VN	PGA,CLD	TR,CLD
(g)	(g)	(g)	CLD	CLD	CLD	/PGA,DLD	/TR,DLD
0.074	0.109	0.109	0.035	18	9	0.476	0.178

$a_1^*$  = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

$a_2^*$  = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD

TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD

VN,CLD = capacità in termini di Vita Nominale per SLD

PGA,CLD / PGA,DLD =  $\zeta, E, SLD, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD =  $\zeta, E, SLD, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

**SLV: Verifiche di sicurezza**

$a_1^*$	$a_2^*$	$a^*$	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.092	0.135	0.135	0.069	86	5	0.374	0.091

$a_1^*$  = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

$a_2^*$  = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

## 2) Ribaltamento veletta facciata sud

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

### 02. Ribaltamento veletta facciata sud

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.319$

■ SLD

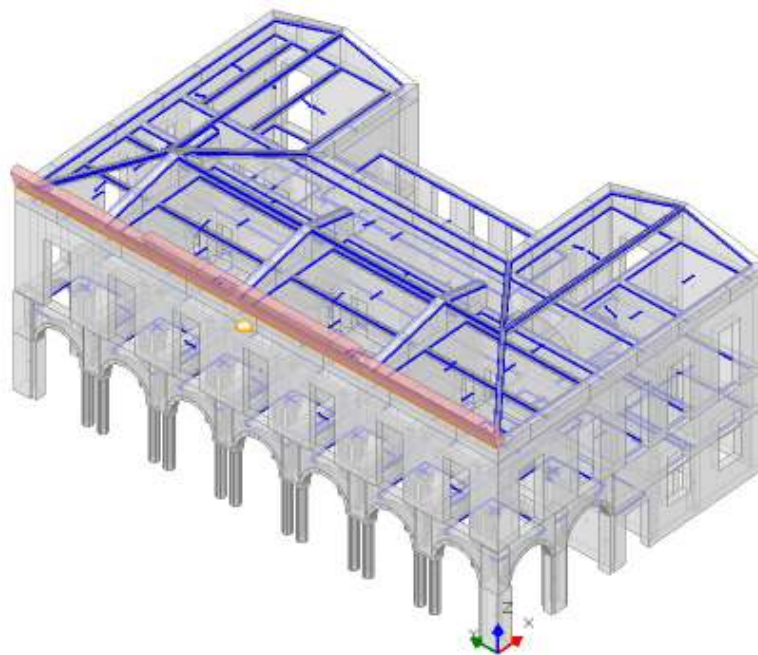
$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.081 / 0.074 = 1.102$

$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 125 / 101 = 1.238$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.164 / 0.185 = 0.889$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 689 / 949 = 0.726$



### Dati generali

V	H	Z	T1	$\gamma$	FC	SLD
(m <sup>3</sup> )	(m)	(m)	(sec)			
27.880	14.400	13.160	0.370	1.333	1.350	X

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

$\gamma$  = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

### Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)	Coord. punto finale (m)	Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)
0.094	33.100	13.160	0.094	0.100	13.160	0.014
			0.667	501.84	0.741	33.000

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

### Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)	Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2		
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	0.353	28.488	13.810	0.00	0.00	-116.57	0.00	0.00	0.00	0.30
2	peso proprio	0.353	16.600	14.110	0.00	0.00	-268.71	0.00	0.00	0.00	0.30
3	peso proprio	0.353	4.712	13.810	0.00	0.00	-116.57	0.00	0.00	0.00	0.30

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

$\psi_2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi_2$

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione,

mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

### Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)	Forza inerziale(kN)	Spostamenti virtuali (mm)	Lavoro virtuale (kN*mm)
----	---------------------------------	---------------------	---------------------------	-------------------------

	PX	PY	PZ	EX	EY	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2
1	0.00	0.00	-116.57	-116.57	0.00	-0.650	0.000	0.259	-30.155	75.784
2	0.00	0.00	-268.71	-268.71	0.00	-0.950	0.000	0.259	-69.472	255.309
3	0.00	0.00	-116.57	-116.57	0.00	-0.650	0.000	0.259	-30.155	75.784

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi^2 Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X, \delta Y, \delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche. Da (C8A.4.1):  $L1 = \sum_{i=1}^n [P_i \delta Y_i] + \sum_{o=1}^o [F_h \delta h]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche). Da (C8A.4.1):  $L2 = \sum_{i=1}^n [P_i \delta X_i] + \sum_{n+1}^{n+m} [P_j \delta X_j]$

#### Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

$\alpha_0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.319	49488	0.967	0.244

$\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante (C8A.4.3)

e\* = frazione di massa partecipante

a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (C8A.4.4)

#### Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta, E = 0.600$

##### SLD: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLD	TR,CLD
(g)	(g)	(g)	CLD	CLD	CLD	/PGA,DLD	/TR,DLD
0.074	0.224	0.224	0.081	125	62	1.102	1.238

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD

TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD

VN,CLD = capacità in termini di Vita Nominale per SLD

PGA,CLD / PGA,DLD =  $\zeta, E, SLD, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD =  $\zeta, E, SLD, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

##### SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.092	0.277	0.277	0.164	689	36	0.889	0.726

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

### 3) Ribaltamento veletta con muro sottotetto facciata sud

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

03. Ribaltamento veletta con muro sottotetto facciata sud

Ribaltamento semplice

$\sigma_0 = 0.123$

■ SLD

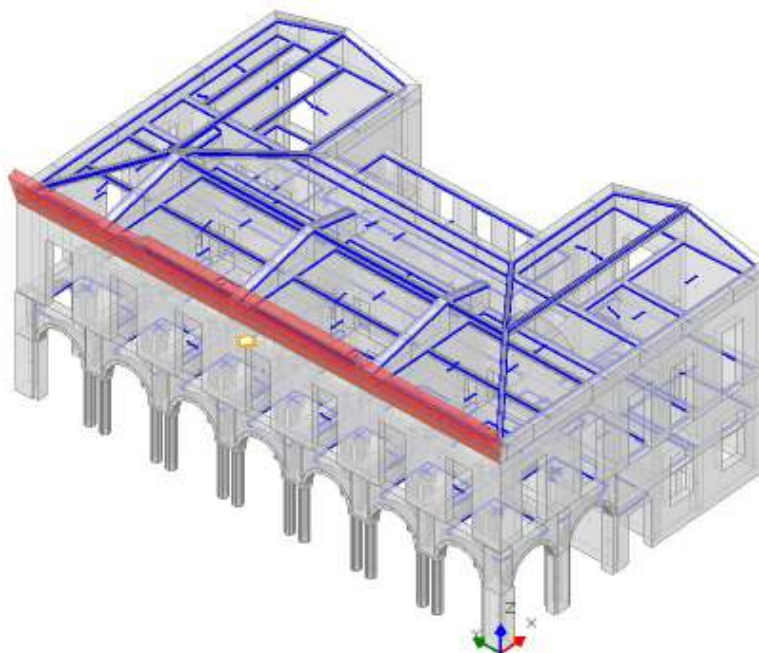
$PGA_{CLD} / PGA_{DLB} = 0.042 / 0.074 = 0.571$

$TR_{CLD} / TR_{DLB} = 27 / 101 = 0.267$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.081 / 0.185 = 0.438$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 125 / 949 = 0.132$



#### Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m <sup>3</sup> )	(m)	(m)	(sec)			
44.529	14.400	12.210	0.370	1.333	1.350	X

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

γ = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

#### Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)	Coord. punto finale (m)	Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)
0.225	33.100	12.210	0.225	0.100	12.210	0.145
						0.667
						883.48
						0.123
						33.000

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

#### Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	0.353	28.488	13.810	0.00	0.00	-116.57	0.00	0.00	0.00	0.30
2	peso proprio	0.353	16.600	14.110	0.00	0.00	-268.71	0.00	0.00	0.00	0.30
3	peso proprio	0.353	4.712	13.810	0.00	0.00	-116.57	0.00	0.00	0.00	0.30
4	peso proprio	0.343	31.548	12.685	0.00	0.00	-23.71	0.00	0.00	0.00	0.30
5	da solaio	0.620	31.354	13.006	0.00	0.00	-3.60	0.00	0.00	-3.84	0.00
6	peso proprio	0.353	28.060	12.685	0.00	0.00	-40.63	0.00	0.00	0.00	0.30
7	da solaio	0.620	29.160	13.006	0.00	0.00	-3.62	0.00	0.00	-3.86	0.00
8	da solaio	0.620	26.690	13.006	0.00	0.00	-5.31	0.00	0.00	-5.66	0.00
9	peso proprio	0.353	23.625	12.685	0.00	0.00	-41.28	0.00	0.00	0.00	0.30
10	da solaio	0.620	23.625	13.006	0.00	0.00	-14.30	0.00	0.00	-15.23	0.00
11	peso proprio	0.353	19.030	12.685	0.00	0.00	-43.58	0.00	0.00	0.00	0.30
12	da solaio	0.620	20.155	13.006	0.00	0.00	-7.90	0.00	0.00	-8.42	0.00
13	da solaio	0.620	17.525	13.006	0.00	0.00	-5.47	0.00	0.00	-5.83	0.00
14	peso proprio	0.353	14.385	12.685	0.00	0.00	-42.20	0.00	0.00	0.00	0.30
15	da solaio	0.620	14.385	13.006	0.00	0.00	-14.62	0.00	0.00	-15.57	0.00
16	peso proprio	0.343	1.642	12.685	0.00	0.00	-23.52	0.00	0.00	0.00	0.30

17	da solaio	0.620	1.838	13.006	0.00	0.00	-5.03	0.00	0.00	-5.36	0.00
18	peso proprio	0.353	9.815	12.685	0.00	0.00	-42.20	0.00	0.00	0.00	0.30
19	da solaio	0.620	10.940	13.006	0.00	0.00	-7.42	0.00	0.00	-7.91	0.00
20	da solaio	0.620	8.385	13.006	0.00	0.00	-3.97	0.00	0.00	-4.23	0.00
21	peso proprio	0.353	5.225	12.685	0.00	0.00	-42.57	0.00	0.00	0.00	0.30
22	da solaio	0.620	5.225	13.006	0.00	0.00	-10.71	0.00	0.00	-11.41	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

$\psi_2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi_2$

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

#### Forze, spostamenti, lavoro

2. Spostamenti virtuali										
n.	Carico totale $G+\psi_2Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)		Spostamenti virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)	
	PX	PY	PZ	EX	EY	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2
1	0.00	0.00	-116.57	-116.57	0.00	-1.600	0.000	0.127	-14.843	186.515
2	0.00	0.00	-268.71	-268.71	0.00	-1.900	0.000	0.127	-34.175	510.565
3	0.00	0.00	-116.57	-116.57	0.00	-1.600	0.000	0.127	-14.843	186.515
4	0.00	0.00	-23.71	-23.71	0.00	-0.475	0.000	0.118	-2.808	11.262
5	0.00	0.00	-3.60	-3.60	0.00	-0.797	0.000	0.395	-1.423	2.870
6	0.00	0.00	-40.63	-40.63	0.00	-0.475	0.000	0.128	-5.196	19.302
7	0.00	0.00	-3.62	-3.62	0.00	-0.797	0.000	0.395	-1.431	2.886
8	0.00	0.00	-5.31	-5.31	0.00	-0.797	0.000	0.395	-2.098	4.230
9	0.00	0.00	-41.28	-41.28	0.00	-0.475	0.000	0.128	-5.279	19.609
10	0.00	0.00	-14.30	-14.30	0.00	-0.797	0.000	0.395	-5.648	11.390
11	0.00	0.00	-43.58	-43.58	0.00	-0.475	0.000	0.128	-5.574	20.705
12	0.00	0.00	-7.90	-7.90	0.00	-0.797	0.000	0.395	-3.121	6.294
13	0.00	0.00	-5.47	-5.47	0.00	-0.797	0.000	0.395	-2.161	4.357
14	0.00	0.00	-42.20	-42.20	0.00	-0.475	0.000	0.128	-5.397	20.047
15	0.00	0.00	-14.62	-14.62	0.00	-0.797	0.000	0.395	-5.775	11.645
16	0.00	0.00	-23.52	-23.52	0.00	-0.475	0.000	0.118	-2.784	11.174
17	0.00	0.00	-5.03	-5.03	0.00	-0.797	0.000	0.395	-1.985	4.004
18	0.00	0.00	-42.20	-42.20	0.00	-0.475	0.000	0.128	-5.397	20.047
19	0.00	0.00	-7.42	-7.42	0.00	-0.797	0.000	0.395	-2.932	5.912
20	0.00	0.00	-3.97	-3.97	0.00	-0.797	0.000	0.395	-1.569	3.164
21	0.00	0.00	-42.57	-42.57	0.00	-0.475	0.000	0.128	-5.444	20.223
22	0.00	0.00	-10.71	-10.71	0.00	-0.797	0.000	0.395	-4.230	8.530

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi_2*Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X,\delta Y,\delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche. Da (C8A.4.1):  $L1=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Yi]+\sum(1,...,o)[Fh*\delta h]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche). Da (C8A.4.1):  $L2=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Xi]+\sum(n+1,...,n+m)[Pj*\delta Xj]$

#### Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

$\alpha_0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.123	71996	0.799	0.114

$\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante (C8A.4.3)

e\* = frazione di massa partecipante

a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (C8A.4.4)

#### Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta,E = 0.600$

##### SLD: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLD	TR,CLD
(g)	(g)	(g)	CLD	CLD	CLD	/PGA,DLD	/TR,DLD
0.074	0.208	0.208	0.042	27	13	0.571	0.267

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD

TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD

VN,CLD = capacità in termini di Vita Nominale per SLD

PGA,CLD / PGA,DLD =  $\zeta,E,SLD,PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD =  $\zeta,E,SLD,TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

##### SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV

0.092	0.257	0.257	0.081	125	7	0.439	0.132
-------	-------	-------	-------	-----	---	-------	-------

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta_{E,SLV,PGA}$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta_{E,SLV,TR}$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV



#### 4) Arco di estremità portico

Meccanismo a quattro cerniere

Il cinematismo presenta quattro assi di rotazione paralleli

##### 04. Arco di estremità portico

Meccanismo a quattro cerniere

$\alpha_1 = 0.057$

■ SLD

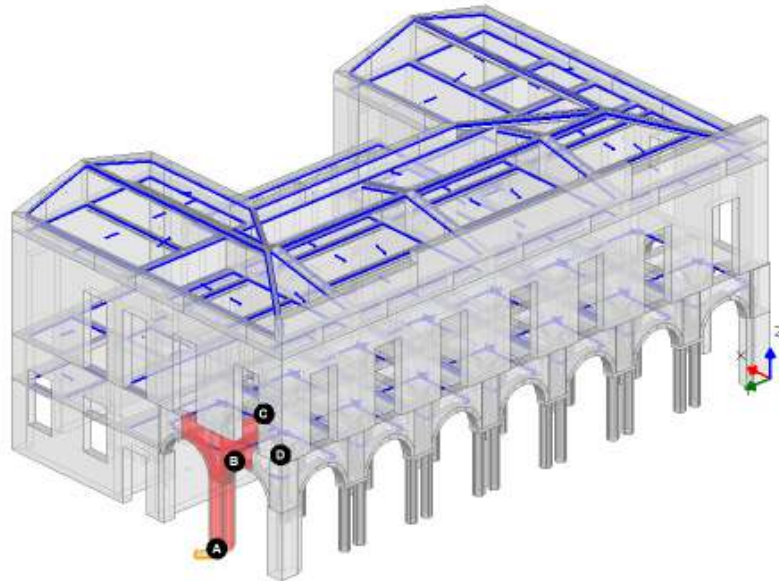
$$PGA_{CLD} / PGA_{OLD} = 0.046 / 0.074 = 0.626$$

$$TR_{CLD} / TR_{OLD} = 36 / 101 = 0.356$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{OLV} = 0.096 / 0.185 = 0.520$$

$$TR_{CLV} / TR_{OLV} = 185 / 949 = 0.195$$



##### 04. Arco di estremità portico

Meccanismo a quattro cerniere

$\alpha_1 = 0.057$

■ SLD

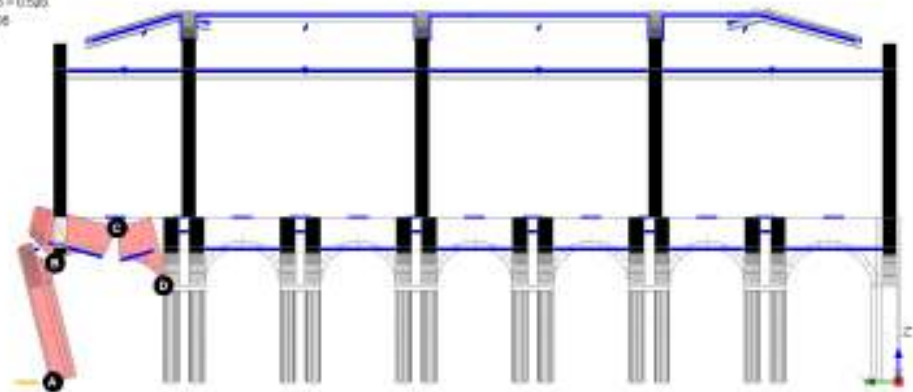
$$PGA_{CLD} / PGA_{OLD} = 0.046 / 0.074 = 0.626$$

$$TR_{CLD} / TR_{OLD} = 36 / 101 = 0.356$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{OLV} = 0.096 / 0.185 = 0.520$$

$$TR_{CLV} / TR_{OLV} = 185 / 949 = 0.195$$



#### Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m <sup>3</sup> )	(m)	(m)	(sec)			
13.466	14.400	0.000	0.370	1.333	1.350	X

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

γ = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

#### Assi di rotazione

n.	Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
	X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	(m)
1	5.419	33.100	0.000	4.219	33.100	0.000					
2	5.419	31.892	4.466	4.219	31.892	4.466					
3	5.419	29.892	6.410	4.219	29.892	6.410					
4	5.419	28.775	3.750	4.219	28.775	3.750					



n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione  
X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

#### Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	4.819	32.733	1.875	0.00	0.00	-68.09	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	4.319	32.560	5.160	0.00	2.78	-2.05	0.00	0.77	-0.56	0.30
3	da solaio	4.419	32.460	5.160	2.78	0.00	-2.05	0.77	0.00	-0.56	0.30
4	da solaio	4.469	32.360	5.160	0.00	1.39	-1.03	0.00	0.38	-0.28	0.30
5	da solaio	5.319	32.560	5.160	0.00	2.95	-2.11	0.00	0.81	-0.58	0.30
6	da solaio	5.219	32.460	5.160	-2.95	0.00	-2.11	-0.81	0.00	-0.58	0.30
7	da solaio	5.169	32.360	5.160	0.00	1.48	-1.05	0.00	0.41	-0.29	0.30
8	peso proprio	4.819	32.158	4.215	0.00	0.00	-2.16	0.00	0.00	0.00	0.30
9	peso proprio	4.819	32.319	4.441	0.00	0.00	-1.30	0.00	0.00	0.00	0.30
10	peso proprio	4.819	32.289	3.813	0.00	0.00	-0.37	0.00	0.00	0.00	0.30
11	peso proprio	5.289	32.830	3.802	0.00	0.00	-0.28	0.00	0.00	0.00	0.30
12	peso proprio	4.822	31.328	5.738	0.00	0.00	-33.58	0.00	0.00	0.00	0.30
13	da solaio	4.519	32.260	5.160	2.78	0.00	-2.05	0.77	0.00	-0.56	0.30
14	da solaio	4.519	31.150	5.160	28.10	0.00	-20.73	7.73	0.00	-5.71	0.30
15	da solaio	5.119	32.260	5.160	-2.95	0.00	-2.11	-0.81	0.00	-0.58	0.30
16	da solaio	5.119	31.150	5.160	-29.84	0.00	-21.27	-8.21	0.00	-5.85	0.30
17	peso proprio	4.822	31.760	4.807	0.00	0.00	-2.16	0.00	0.00	0.00	0.30
18	peso proprio	4.819	31.167	5.202	0.00	0.00	-2.16	0.00	0.00	0.00	0.30
19	peso proprio	4.819	30.468	5.341	0.00	0.00	-2.16	0.00	0.00	0.00	0.30
20	peso proprio	4.822	29.146	5.613	0.00	0.00	-23.20	0.00	0.00	0.00	0.30
21	da solaio	4.519	29.457	5.160	18.99	0.00	-14.01	5.22	0.00	-3.86	0.30
22	da solaio	5.119	29.457	5.160	-20.16	0.00	-14.37	-5.55	0.00	-3.95	0.30
23	peso proprio	4.819	29.768	5.202	0.00	0.00	-2.16	0.00	0.00	0.00	0.30
24	peso proprio	4.822	29.175	4.807	0.00	0.00	-2.16	0.00	0.00	0.00	0.30
25	peso proprio	4.819	28.777	4.215	0.00	0.00	-2.16	0.00	0.00	0.00	0.30
26	peso proprio	4.823	32.810	4.416	0.00	0.00	-15.87	0.00	0.00	0.00	0.30
27	peso proprio	4.823	32.751	5.726	0.00	0.00	-16.30	0.00	0.00	0.00	0.30
28	generico	4.819	32.740	6.410	0.00	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.30
29	peso proprio	5.400	32.869	4.770	0.00	0.00	-3.35	0.00	0.00	0.00	0.30
30	peso proprio	4.250	32.870	4.776	0.00	0.00	-3.10	0.00	0.00	0.00	0.30
31	peso proprio	6.222	32.828	5.838	0.00	0.00	-24.84	0.00	0.00	0.00	0.30
32	da solaio	6.435	32.560	5.160	0.00	30.02	-21.40	0.00	8.26	-5.89	0.30
33	peso proprio	3.445	32.828	5.839	0.00	0.00	-24.07	0.00	0.00	0.00	0.30
34	da solaio	3.235	32.560	5.160	0.00	27.36	-20.18	0.00	7.53	-5.55	0.30
35	peso proprio	5.405	32.830	4.195	0.00	0.00	-1.94	0.00	0.00	0.00	0.30
36	peso proprio	5.786	32.833	4.796	0.00	0.00	-1.94	0.00	0.00	0.00	0.30
37	peso proprio	6.372	32.830	5.199	0.00	0.00	-1.94	0.00	0.00	0.00	0.30
38	peso proprio	4.256	32.830	4.163	0.00	0.00	-1.94	0.00	0.00	0.00	0.30
39	peso proprio	3.901	32.833	4.777	0.00	0.00	-1.94	0.00	0.00	0.00	0.30
40	peso proprio	3.327	32.830	5.193	0.00	0.00	-1.94	0.00	0.00	0.00	0.30
41	peso proprio	2.634	32.830	5.340	0.00	0.00	-1.94	0.00	0.00	0.00	0.30
42	generico	2.304	32.560	5.190	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
43	peso proprio	7.069	32.830	5.340	0.00	0.00	-1.94	0.00	0.00	0.00	0.30
44	peso proprio	4.350	32.830	3.784	0.00	0.00	-0.18	0.00	0.00	0.00	0.30
45	peso proprio	4.819	28.646	3.813	0.00	0.00	-0.37	0.00	0.00	0.00	0.30

n. = numero consecutivo del carico  
tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico  
X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ  
GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ  
ψ2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ2  
(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione,  
mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

#### Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)		Spostamenti virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)	
	PX	PY	PZ	EX	EY	δX	δY	δZ	L1	L2
1	0.00	0.00	-68.09	0.00	68.09	0.000	1.875	0.366	-24.932	127.689
2	0.00	3.01	-2.22	0.00	2.22	0.000	5.160	0.537	14.347	11.466
3	3.01	0.00	-2.22	0.00	2.22	0.000	5.160	0.637	-1.416	11.467
4	0.00	1.51	-1.11	0.00	1.11	0.000	5.160	0.737	6.952	5.733
5	0.00	3.20	-2.28	0.00	2.28	0.000	5.160	0.537	15.278	11.764
6	-3.20	0.00	-2.28	0.00	2.28	0.000	5.160	0.637	-1.453	11.764
7	0.00	1.60	-1.14	0.00	1.14	0.000	5.160	0.737	7.411	5.882
8	0.00	0.00	-2.16	0.00	2.16	0.000	4.215	0.940	-2.033	9.121
9	0.00	0.00	-1.30	0.00	1.30	0.000	4.441	0.779	-1.013	5.775
10	0.00	0.00	-0.37	0.00	0.37	0.000	3.814	0.809	-0.301	1.419
11	0.00	0.00	-0.28	0.00	0.28	0.000	3.802	0.268	-0.074	1.050
12	0.00	0.00	-33.58	0.00	33.58	0.000	3.075	0.587	-19.702	103.268
13	3.01	0.00	-2.22	0.00	2.22	0.000	3.707	1.607	-3.571	8.237
14	30.42	0.00	-22.44	0.00	22.44	0.000	3.707	0.393	-8.815	83.211
15	-3.20	0.00	-2.28	0.00	2.28	0.000	3.707	1.607	-3.663	8.450
16	-32.30	0.00	-23.03	0.00	23.03	0.000	3.707	0.393	-9.043	85.369

17	0.00	0.00	-2.16	0.00	2.16	0.000	4.094	1.061	-2.296	8.858
18	0.00	0.00	-2.16	0.00	2.16	0.000	3.662	0.411	-0.890	7.923
19	0.00	0.00	-2.16	0.00	2.16	0.000	3.510	-0.354	0.765	7.592
20	0.00	0.00	-23.20	0.00	23.20	0.000	1.640	-0.328	7.600	38.045
21	20.55	0.00	-15.16	0.00	15.16	0.000	1.241	-0.601	9.117	18.815
22	-21.83	0.00	-15.56	0.00	15.56	0.000	1.241	-0.601	9.353	19.303
23	0.00	0.00	-2.16	0.00	2.16	0.000	1.278	-0.875	1.893	2.764
24	0.00	0.00	-2.16	0.00	2.16	0.000	0.930	-0.352	0.762	2.012
25	0.00	0.00	-2.16	0.00	2.16	0.000	0.409	-0.002	0.004	0.885
26	0.00	0.00	-15.87	0.00	15.87	0.000	4.416	0.288	-4.566	70.098
27	0.00	0.00	-16.30	0.00	16.30	0.000	3.087	2.143	-34.944	50.329
28	0.00	0.00	-20.00	0.00	20.00	0.000	2.339	2.131	-42.626	46.783
29	0.00	0.00	-3.35	0.00	3.35	0.000	4.770	0.229	-0.766	15.979
30	0.00	0.00	-3.10	0.00	3.10	0.000	4.776	0.228	-0.707	14.819
31	0.00	0.00	-24.84	0.00	24.84	0.000	2.965	2.228	-55.337	73.657
32	0.00	32.50	-23.17	0.00	23.17	0.000	3.707	1.935	75.630	85.863
33	0.00	0.00	-24.07	0.00	24.07	0.000	2.964	2.228	-53.616	71.325
34	0.00	29.61	-21.85	0.00	21.85	0.000	3.707	1.935	67.488	80.987
35	0.00	0.00	-1.94	0.00	1.94	0.000	4.196	0.268	-0.520	8.151
36	0.00	0.00	-1.94	0.00	1.94	0.000	4.796	0.265	-0.515	9.317
37	0.00	0.00	-1.94	0.00	1.94	0.000	5.199	0.267	-0.519	10.099
38	0.00	0.00	-1.94	0.00	1.94	0.000	4.164	0.268	-0.519	8.069
39	0.00	0.00	-1.94	0.00	1.94	0.000	4.777	0.265	-0.513	9.259
40	0.00	0.00	-1.94	0.00	1.94	0.000	5.193	0.267	-0.518	10.064
41	0.00	0.00	-1.94	0.00	1.94	0.000	3.510	2.230	-4.325	6.805
42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	3.673	1.935	0.000	0.000
43	0.00	0.00	-1.94	0.00	1.94	0.000	3.509	2.230	-4.332	6.816
44	0.00	0.00	-0.18	0.00	0.18	0.000	3.784	0.268	-0.048	0.672
45	0.00	0.00	-0.37	0.00	0.37	0.000	0.056	0.113	-0.042	0.021

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi^2 Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X, \delta Y, \delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione n°1 pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche. Da (C8A.4.1):  $L1 = \sum_{i=1}^n [P_i \delta Y_i] + \sum_{i=1}^n [F_h \delta h]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche). Da (C8A.4.1):  $L2 = \sum_{i=1}^n [P_i \delta X_i] + \sum_{i=n+1}^{n+m} [P_j \delta X_j]$

#### Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

$\alpha_0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.057	36166	0.881	0.048

$\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante (C8A.4.3)

e\* = frazione di massa partecipante

a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (C8A.4.4)

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di  $\zeta, E = 0.600$

#### SLD: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLD	TR,CLD
(g)	(g)	(g)	CLD	CLD	CLD	/PGA,DLD	/TR,DLD
0.074	0.000	0.074	0.046	36	18	0.626	0.356

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD

TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD

VN,CLD = capacità in termini di Vita Nominale per SLD

PGA,CLD / PGA,DLD =  $\zeta, E, SLD, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD =  $\zeta, E, SLD, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

#### SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.092	0.000	0.092	0.096	185	10	0.520	0.195

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

## 5) Ribaltamento facciata laterale

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

### 05. Ribaltamento facciata laterale

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.017$

■ SLD

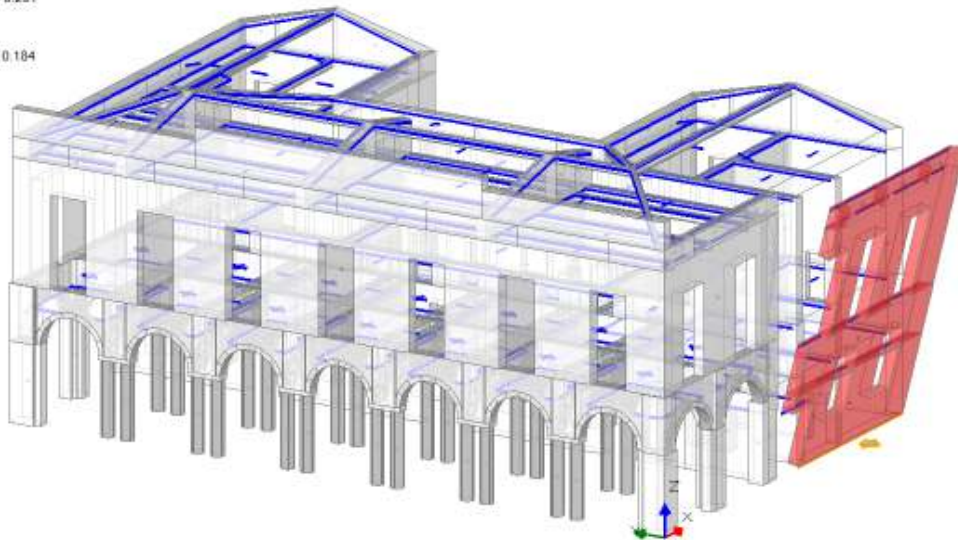
$$PGA_{CLD} / PGA_{OLD} = 0.017 / 0.074 = 0.231$$

$$TR_{CLD} / TR_{OLD} = 3 / 101 = 0.030$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{OLV} = 0.034 / 0.185 = 0.184$$

$$TR_{CLV} / TR_{OLV} = 16 / 949 = 0.017$$



### Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m³)	(m)	(m)	(sec)			
54.528	14.400	0.000	0.370	1.333	1.350	X

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

γ = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

### Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm²)	(m)
11.762	0.100	0.000	20.845	0.100	0.000	0.000	0.667	0.00	0.741	9.083

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

### Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	15.927	0.369	1.855	0.00	0.00	-285.54	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	14.096	0.640	3.750	0.00	0.00	-22.11	0.00	0.00	-20.28	0.30
3	da solaio	18.086	0.640	3.750	0.00	0.00	-34.17	0.00	0.00	-31.35	0.30
4	da solaio	11.051	0.640	2.950	0.00	-25.28	-17.59	0.00	-7.66	-5.33	0.30
5	peso proprio	15.179	0.371	5.284	0.00	0.00	-224.31	0.00	0.00	0.00	0.30
6	da solaio	14.096	0.640	6.210	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
7	da solaio	18.146	0.640	6.210	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
8	da solaio	11.051	0.640	6.210	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
9	peso proprio	15.862	0.370	9.746	0.00	0.00	-373.62	0.00	0.00	0.00	0.30
10	da solaio	11.051	0.640	12.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	da solaio	18.111	0.640	12.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	da solaio	14.041	0.640	12.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	peso proprio	10.391	0.373	12.685	0.00	0.00	-8.29	0.00	0.00	0.00	0.30
14	da solaio	10.391	0.640	13.003	0.00	0.00	-2.03	0.00	0.00	-2.12	0.00
15	peso proprio	12.458	0.373	12.685	0.00	0.00	-29.88	0.00	0.00	0.00	0.30
16	da solaio	12.458	0.640	13.003	0.00	0.00	-7.33	0.00	0.00	-7.66	0.00
17	peso proprio	16.006	0.373	12.685	0.00	0.00	-35.64	0.00	0.00	0.00	0.30
18	da solaio	16.006	0.640	13.003	0.00	0.00	-8.74	0.00	0.00	-9.14	0.00

19	peso proprio	19.251	0.365	12.685	0.00	0.00	-24.23	0.00	0.00	0.00	0.30
20	da solaio	19.132	0.640	13.003	0.00	0.00	-5.42	0.00	0.00	-5.67	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

$\psi_2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi_2$

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

#### Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)		Spostamenti virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)	
	PX	PY	PZ	EX	EY	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2
1	0.00	0.00	-285.54	0.00	-285.54	0.000	-1.856	0.160	-45.613	529.831
2	0.00	0.00	-28.20	0.00	-28.20	0.000	-3.750	0.430	-12.111	105.743
3	0.00	0.00	-43.58	0.00	-43.58	0.000	-3.750	0.430	-18.717	163.423
4	0.00	-27.57	-19.19	0.00	-19.19	0.000	-2.950	0.430	73.100	56.602
5	0.00	0.00	-224.31	0.00	-224.31	0.000	-5.284	0.159	-35.737	1185.354
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-6.210	0.428	0.000	0.000
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-6.210	0.428	0.000	0.000
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-6.210	0.428	0.000	0.000
9	0.00	0.00	-373.62	0.00	-373.62	0.000	-9.747	0.156	-58.309	3641.533
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-12.100	0.425	0.000	0.000
11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-12.100	0.425	0.000	0.000
12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-12.100	0.425	0.000	0.000
13	0.00	0.00	-8.29	0.00	-8.29	0.000	-12.685	0.158	-1.307	105.128
14	0.00	0.00	-2.03	0.00	-2.03	0.000	-13.004	0.425	-0.864	26.437
15	0.00	0.00	-29.88	0.00	-29.88	0.000	-12.685	0.158	-4.713	378.996
16	0.00	0.00	-7.33	0.00	-7.33	0.000	-13.004	0.425	-3.114	95.307
17	0.00	0.00	-35.64	0.00	-35.64	0.000	-12.685	0.158	-5.623	452.121
18	0.00	0.00	-8.74	0.00	-8.74	0.000	-13.004	0.425	-3.715	113.696
19	0.00	0.00	-24.23	0.00	-24.23	0.000	-12.685	0.150	-3.630	307.405
20	0.00	0.00	-5.42	0.00	-5.42	0.000	-13.004	0.425	-2.304	70.517

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi_2*Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X,\delta Y,\delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche. Da (C8A.4.1):  $L1=\sum_{i=1}^n [Pi*\delta Yi]+\sum_{i=1}^o [Fh*\delta h]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche). Da (C8A.4.1):  $L2=\sum_{i=1}^n [Pi*\delta Xi]+\sum_{i=n+1}^{n+m} [Pj*\delta Xj]$

#### Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

$\alpha_0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.017	83767	0.750	0.017

$\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante (C8A.4.3)

e\* = frazione di massa partecipante

a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (C8A.4.4)

#### Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta, E = 0.600$

##### SLD: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLD	TR,CLD
(g)	(g)	(g)	CLD	CLD	CLD	/PGA,DLD	/TR,DLD
0.074	0.000	0.074	0.017	3	1	0.231	0.030

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD

TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD

VN,CLD = capacità in termini di Vita Nominale per SLD

PGA,CLD / PGA,DLD =  $\zeta, E, SLD, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD =  $\zeta, E, SLD, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

##### SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.092	0.000	0.092	0.034	16	1	0.184	0.017

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV  
PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta$ ,E,SLV,PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV  
TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta$ ,E,SLV,TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

## 6) Ribaltamento facciata laterale (piano ammezzato e piano primo)

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

### 06. Ribaltamento facciata laterale (piano ammezzato e piano primo)

Ribaltamento semplice

$q_0 = 0.044$

■ SLD

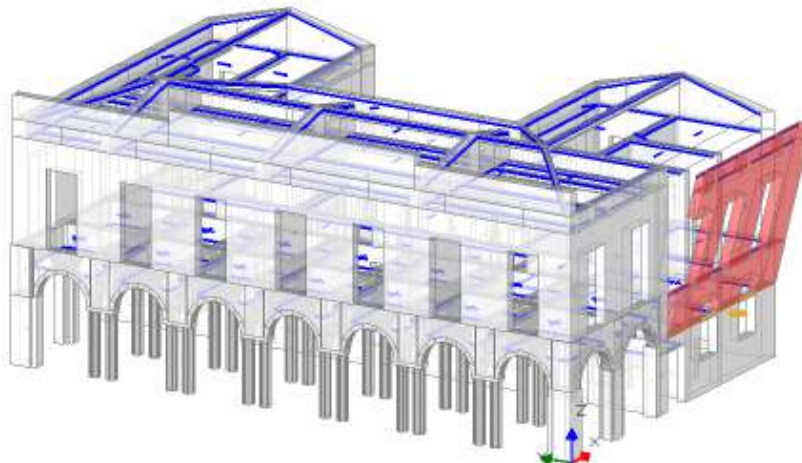
$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.042 / 0.074 = 0.571$

$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 27 / 101 = 0.267$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.082 / 0.185 = 0.444$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 137 / 949 = 0.144$



### Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m³)	(m)	(m)	(sec)			
38.665	14.400	3.950	0.370	1.333	1.350	X

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

γ = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

### Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)	Coord. punto finale (m)	Arretr.	K	N	fd	a
X   Y   Z	X   Y   Z	(m)		(kN)	(N/mm²)	(m)
9.942   0.100   3.950	20.845   0.100   3.950	0.000	0.667	0.00	0.741	10.902

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

### Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	15.179	0.371	5.284	0.00	0.00	-224.31	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	14.096	0.640	6.210	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
3	da solaio	18.146	0.640	6.210	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
4	da solaio	11.051	0.640	6.210	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
5	peso proprio	15.862	0.370	9.746	0.00	0.00	-373.62	0.00	0.00	0.00	0.30
6	da solaio	11.051	0.640	12.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	da solaio	18.111	0.640	12.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	da solaio	14.041	0.640	12.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	peso proprio	10.391	0.373	12.685	0.00	0.00	-8.29	0.00	0.00	0.00	0.30
10	da solaio	10.391	0.640	13.003	0.00	0.00	-2.03	0.00	0.00	-2.12	0.00
11	peso proprio	12.458	0.373	12.685	0.00	0.00	-29.88	0.00	0.00	0.00	0.30
12	da solaio	12.458	0.640	13.003	0.00	0.00	-7.33	0.00	0.00	-7.66	0.00
13	peso proprio	16.006	0.373	12.685	0.00	0.00	-35.64	0.00	0.00	0.00	0.30
14	da solaio	16.006	0.640	13.003	0.00	0.00	-8.74	0.00	0.00	-9.14	0.00
15	peso proprio	19.251	0.365	12.685	0.00	0.00	-24.23	0.00	0.00	0.00	0.30
16	da solaio	19.132	0.640	13.003	0.00	0.00	-5.42	0.00	0.00	-5.67	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico  
X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ  
GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ  
 $\psi_2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi_2$   
(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione,  
mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

#### Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)		Spostamenti virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)	
	PX	PY	PZ	EX	EY	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2
1	0.00	0.00	-224.31	0.00	-224.31	0.000	-1.334	0.211	-47.218	299.331
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-2.260	0.479	0.000	0.000
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-2.260	0.479	0.000	0.000
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-2.260	0.479	0.000	0.000
5	0.00	0.00	-373.62	0.00	-373.62	0.000	-5.797	0.207	-77.432	2165.735
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-8.150	0.477	0.000	0.000
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-8.150	0.477	0.000	0.000
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-8.150	0.477	0.000	0.000
9	0.00	0.00	-8.29	0.00	-8.29	0.000	-8.735	0.209	-1.732	72.392
10	0.00	0.00	-2.03	0.00	-2.03	0.000	-9.054	0.476	-0.968	18.406
11	0.00	0.00	-29.88	0.00	-29.88	0.000	-8.735	0.209	-6.242	260.982
12	0.00	0.00	-7.33	0.00	-7.33	0.000	-9.054	0.476	-3.489	66.357
13	0.00	0.00	-35.64	0.00	-35.64	0.000	-8.735	0.209	-7.447	311.336
14	0.00	0.00	-8.74	0.00	-8.74	0.000	-9.054	0.476	-4.163	79.160
15	0.00	0.00	-24.23	0.00	-24.23	0.000	-8.735	0.201	-4.870	211.683
16	0.00	0.00	-5.42	0.00	-5.42	0.000	-9.054	0.476	-2.582	49.097

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi_2*Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X,\delta Y,\delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche. Da (C8A.4.1):  $L1=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Yi]+\sum(1,...,o)[Fh*\delta h]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche). Da (C8A.4.1):  $L2=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Xi]+\sum(n+1,...,n+m)$

[Pj\* $\delta Xj$ ]

#### Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

$\alpha_0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.044	56965	0.776	0.042

$\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante (C8A.4.3)

e\* = frazione di massa partecipante

a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (C8A.4.4)

#### Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta,E = 0.600$

##### SLD: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLD	TR,CLD
(g)	(g)	(g)	CLD	CLD	CLD	/PGA,DLD	/TR,DLD
0.074	0.067	0.074	0.042	27	13	0.571	0.267

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD

TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD

VN,CLD = capacità in termini di Vita Nominale per SLD

PGA,CLD / PGA,DLD =  $\zeta,E,SLD,PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD =  $\zeta,E,SLD,TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

##### SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.092	0.083	0.092	0.082	137	7	0.444	0.144

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta,E,SLV,PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta,E,SLV,TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV



## 7) Ribaltamento facciata laterale (piano primo)

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

### 07. Ribaltamento facciata laterale (piano primo)

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.059$

■ SLD

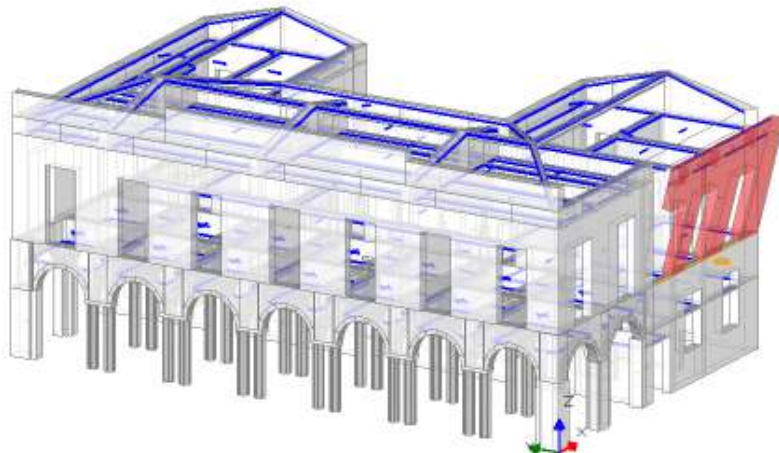
$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.033 / 0.074 = 0.449$

$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 18 / 101 = 0.158$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.064 / 0.185 = 0.347$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 74 / 949 = 0.078$



### Dati generali

V (m <sup>3</sup> )	H (m)	Z (m)	T1 (sec)	γ	FC	SLD
26.203	14.400	6.410	0.370	1.333	1.350	X

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

γ = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

### Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	(m)
9.942	0.100	6.410	20.795	0.100	6.410	0.000	0.667	0.00	0.741	10.852

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

### Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	15.862	0.370	9.746	0.00	0.00	-373.62	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	11.051	0.640	12.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	da solaio	18.111	0.640	12.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	da solaio	14.041	0.640	12.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	peso proprio	10.391	0.373	12.685	0.00	0.00	-8.29	0.00	0.00	0.00	0.30
6	da solaio	10.391	0.640	13.003	0.00	0.00	-2.03	0.00	0.00	-2.12	0.00
7	peso proprio	12.458	0.373	12.685	0.00	0.00	-29.88	0.00	0.00	0.00	0.30
8	da solaio	12.458	0.640	13.003	0.00	0.00	-7.33	0.00	0.00	-7.66	0.00
9	peso proprio	16.006	0.373	12.685	0.00	0.00	-35.64	0.00	0.00	0.00	0.30
10	da solaio	16.006	0.640	13.003	0.00	0.00	-8.74	0.00	0.00	-9.14	0.00
11	peso proprio	19.251	0.365	12.685	0.00	0.00	-24.23	0.00	0.00	0.00	0.30
12	da solaio	19.132	0.640	13.003	0.00	0.00	-5.42	0.00	0.00	-5.67	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

ψ2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ2

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione,



mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi^2Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

#### Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi^2Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)		Spostamenti virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)	
	PX	PY	PZ	EX	EY	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2
1	0.00	0.00	-373.62	0.00	-373.62	0.000	-3.337	0.227	-84.739	1246.628
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-5.690	0.496	0.000	0.000
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-5.690	0.496	0.000	0.000
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-5.690	0.496	0.000	0.000
5	0.00	0.00	-8.29	0.00	-8.29	0.000	-6.275	0.228	-1.894	52.005
6	0.00	0.00	-2.03	0.00	-2.03	0.000	-6.594	0.496	-1.008	13.405
7	0.00	0.00	-29.88	0.00	-29.88	0.000	-6.275	0.228	-6.827	187.484
8	0.00	0.00	-7.33	0.00	-7.33	0.000	-6.594	0.496	-3.633	48.327
9	0.00	0.00	-35.64	0.00	-35.64	0.000	-6.275	0.228	-8.144	223.657
10	0.00	0.00	-8.74	0.00	-8.74	0.000	-6.594	0.496	-4.334	57.651
11	0.00	0.00	-24.23	0.00	-24.23	0.000	-6.275	0.221	-5.344	152.068
12	0.00	0.00	-5.42	0.00	-5.42	0.000	-6.594	0.496	-2.688	35.757

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi^2Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X,\delta Y,\delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche. Da (C8A.4.1):  $L1=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Yi]+\sum(1,...,o)[Fh*\delta h]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche). Da (C8A.4.1):  $L2=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Xi]+\sum(n+1,...,n+m)$

$[Pj*\delta Xj]$

#### Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

$\alpha 0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.059	45875	0.908	0.048

$\alpha 0$  = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante (C8A.4.3)

e\* = frazione di massa partecipante

a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (C8A.4.4)

#### Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta, E = 0.600$

##### SLD: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLD	TR,CLD
(g)	(g)	(g)	CLD	CLD	CLD	/PGA,DLD	/TR,DLD
0.074	0.109	0.109	0.033	16	8	0.449	0.158

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD

TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD

VN,CLD = capacità in termini di Vita Nominale per SLD

PGA,CLD / PGA,DLD =  $\zeta, E, SLD, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD =  $\zeta, E, SLD, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

##### SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.092	0.135	0.135	0.064	74	4	0.347	0.078

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

## 8) Flessione verticale facciata laterale (cerniera secondo impalcato)

Flessione di parete vincolata ai bordi

Il cinematismo presenta: un asse di rotazione inferiore; un asse di rotazione intermedio;  
un asse di rotazione nella posizione del carrello di sommità

### 08. Flessione verticale facciata laterale (cerniera secondo impalcato)

Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_y = 0.110$

■ SLD

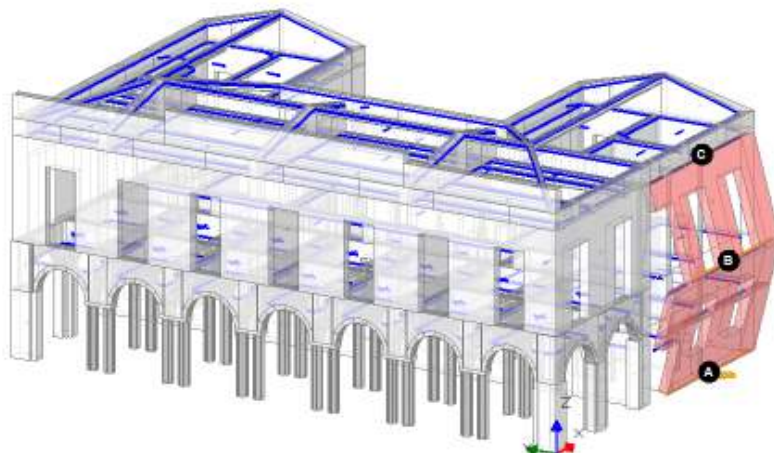
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.070 / 0.074 = 0.952$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 90 / 101 = 0.891$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.143 / 0.185 = 0.775$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 495 / 949 = 0.522$$



### Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m^3)	(m)	(m)	(sec)			
49.082	14.400	6.410	0.370	1.333	1.350	X

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

γ = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

### Assi di rotazione

n.	Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
	X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm^2)	(m)
1	11.762	0.100	0.000	20.845	0.100	0.000	0.000	0.667	0.00	0.741	9.083
2	11.762	0.640	6.410	20.845	0.640	6.410	0.000	0.667	0.00	0.741	9.083
3	11.762	0.640	12.210	20.845	0.640	12.210					

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

### Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	15.927	0.369	1.855	0.00	0.00	-285.54	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	14.096	0.640	3.750	0.00	0.00	-22.11	0.00	0.00	-20.28	0.30
3	da solaio	18.086	0.640	3.750	0.00	0.00	-34.17	0.00	0.00	-31.35	0.30
4	da solaio	11.051	0.640	2.950	0.00	-25.28	-17.59	0.00	-7.66	-5.33	0.30
5	peso proprio	15.862	0.370	9.746	0.00	0.00	-373.62	0.00	0.00	0.00	0.30
6	generico	14.076	0.370	12.210	0.00	0.00	-98.03	0.00	0.00	0.00	0.30
7	da solaio	11.051	0.640	12.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	da solaio	18.111	0.640	12.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	da solaio	14.041	0.640	12.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	peso proprio	15.179	0.371	5.284	0.00	0.00	-224.31	0.00	0.00	0.00	0.30
11	da solaio	14.096	0.640	6.210	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
12	da solaio	18.146	0.640	6.210	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
13	da solaio	11.051	0.640	6.210	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ  
GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ  
 $\psi_2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi_2$   
(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione,  
mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

#### Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)		Spostamenti virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)	
	PX	PY	PZ	EX	EY	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2
1	0.00	0.00	-285.54	0.00	-285.54	0.000	-1.856	0.162	-46.279	529.831
2	0.00	0.00	-28.20	0.00	-28.20	0.000	-3.750	0.432	-12.177	105.743
3	0.00	0.00	-43.58	0.00	-43.58	0.000	-3.750	0.432	-18.819	163.423
4	0.00	-27.57	-19.19	0.00	-19.19	0.000	-2.950	0.432	73.055	56.602
5	0.00	0.00	-373.62	0.00	-373.62	0.000	-2.723	0.629	-235.012	1017.199
6	0.00	0.00	-98.03	0.00	-98.03	0.000	0.000	0.627	-61.465	-0.016
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-0.122	0.329	0.000	0.000
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-0.122	0.329	0.000	0.000
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-0.122	0.329	0.000	0.000
10	0.00	0.00	-224.31	0.00	-224.31	0.000	-5.284	0.162	-36.260	1185.354
11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-6.210	0.431	0.000	0.000
12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-6.210	0.431	0.000	0.000
13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-6.210	0.431	0.000	0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi_2*Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X,\delta Y,\delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione  $n^{\circ}1$  pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche. Da (C8A.4.1):  $L1=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Yi]+\sum(1,...,0)[Fh*\delta h]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche). Da (C8A.4.1):  $L2=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Xi]+\sum(n+1,...,n+m)[Pj*\delta Xj]$

#### Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

$\alpha_0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.110	85203	0.779	0.105

$\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante (C8A.4.3)

e\* = frazione di massa partecipante

a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (C8A.4.4)

#### Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta,E = 0.600$

##### SLD: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLD	TR,CLD
(g)	(g)	(g)	CLD	CLD	CLD	/PGA,DLD	/TR,DLD
0.074	0.109	0.109	0.070	90	45	0.952	0.891

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD

TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD

VN,CLD = capacità in termini di Vita Nominale per SLD

PGA,CLD / PGA,DLD =  $\zeta,E,SLD,PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD =  $\zeta,E,SLD,TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

##### SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.092	0.135	0.135	0.143	495	26	0.775	0.522

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta,E,SLV,PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta,E,SLV,TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

## SINTESI RISULTATI ANALISI CINEMATICA LINEARE

Risultati dei cinematismi analizzati:

n.	$\alpha_0$	PGA,CLD /PGA,DLD	TR,CLD /TR,DLD	PGA,CLV /PGA,DLV	TR,CLV /TR,DLV
1	0.059	0.476	0.178	0.374	0.091
2	0.319	1.102	1.238	0.889	0.726
3	0.123	0.571	0.267	0.439	0.132
4	0.057	0.626	0.356	0.520	0.195
5	0.017	0.231	0.030	0.184	0.017
6	0.044	0.571	0.267	0.444	0.144
7	0.059	0.449	0.158	0.347	0.078
8	0.110	0.952	0.891	0.775	0.522

n. = numero consecutivo del cinematismo

$\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso

PGA,CLD / PGA,DLD =  $\zeta, E, SLD, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD =  $\zeta, E, SLD, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

Secondo All.a al D.M.14.1.2008, si considerano valori di TR compresi nell'intervallo [30,2475] anni. Se TR>2475 si pone TR=2475.

Se TR<30, con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIIS (Unità di Ricerca CNR-ITC)

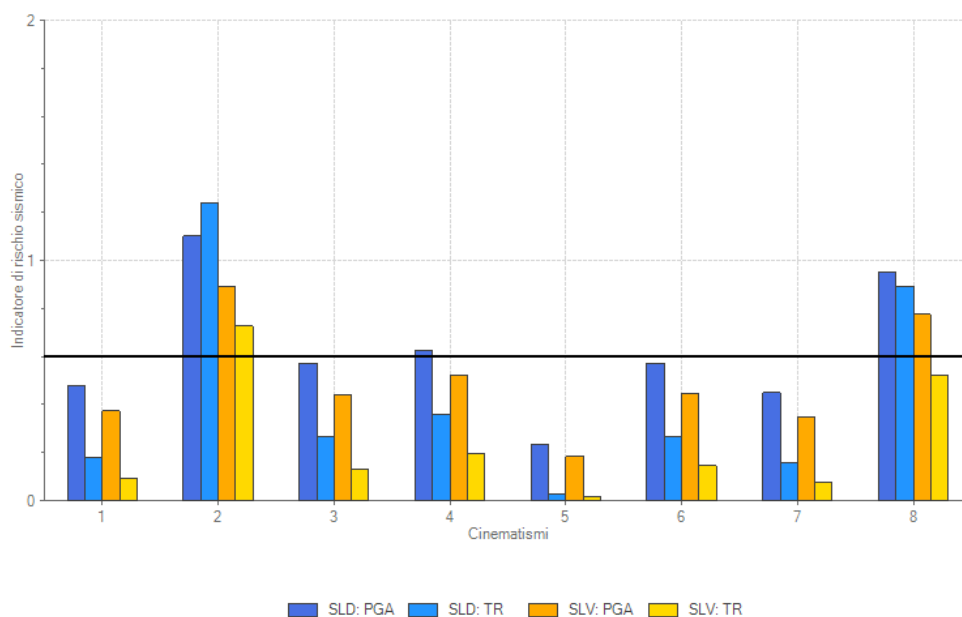
si adotta un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard  $ag(30)$ ,  $ag(50)$  e  $ag(75)$ , effettuata con la funzione di potenza:  $ag(TR)=k*TR^\alpha$ .

Per il sito in esame risulta:  $K = 0.007093320$ ,  $\alpha = 0.415807720$

Per l'Indicatore di Rischio Sismico in termini di TR si ha quindi un limite massimo pari a:

SLD:  $(2475/TR,DLD)=24.505$

SLV:  $(2475/TR,DLV)=2.608$

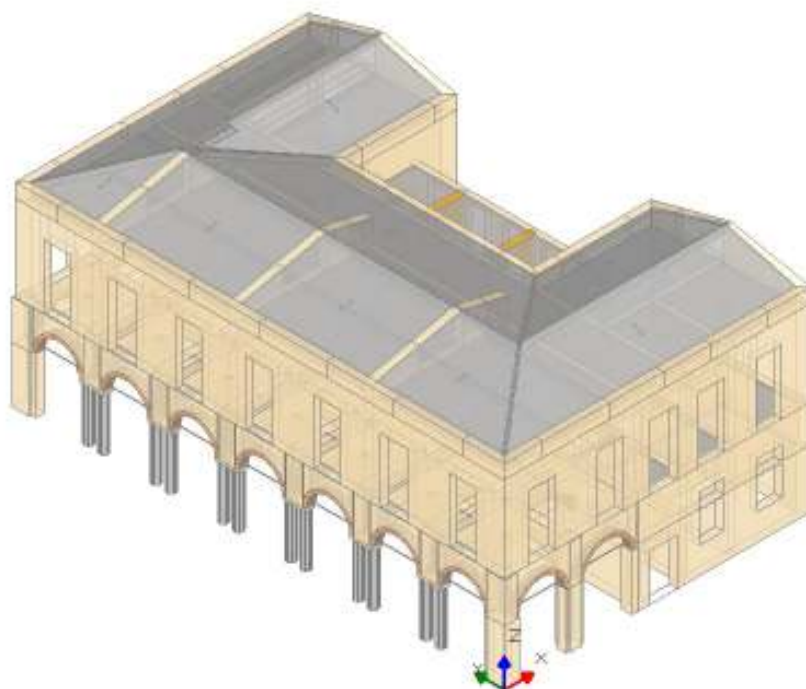


# ANALISI EDIFICIO STATO DI PROGETTO

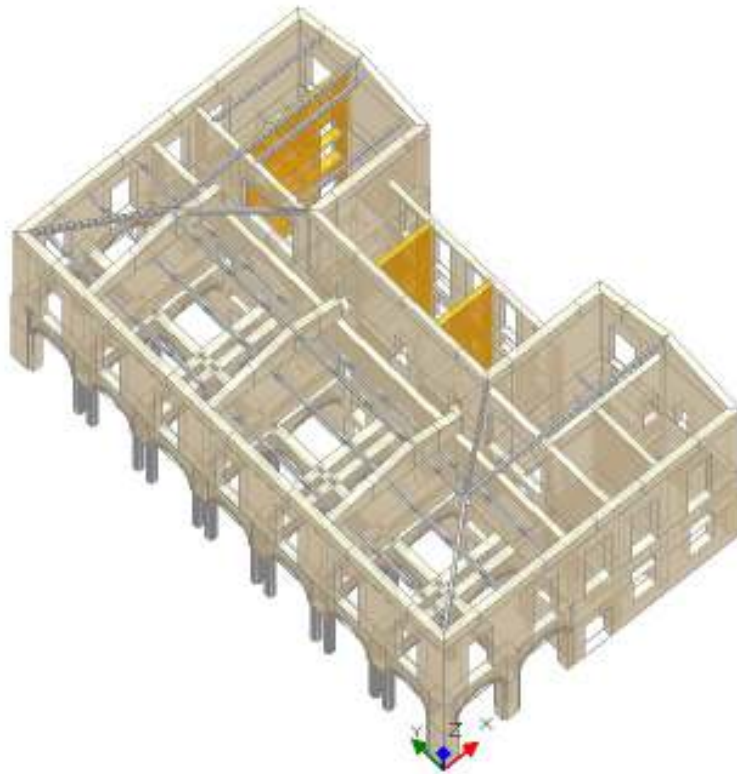
## 10. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO IN PROGETTO

L'intervento prevede:

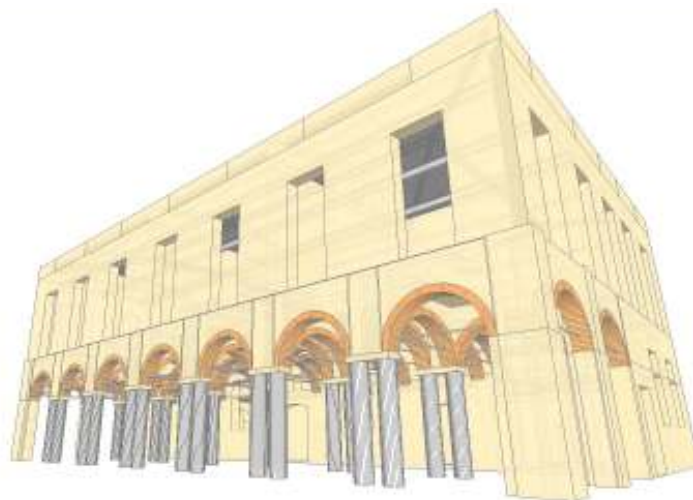
- la realizzazione di nuovi setti murari di controvento nella direzione debole (direzione X) dell'edificio atti a migliorarne il comportamento in caso di evento sismico in quanto contribuiranno ad aumentarne rigidezza e resistenza e di conseguenza a limitarne gli spostamenti lungo tale direzione. Verranno quindi realizzati n° 2 nuovi maschi murari a tre teste (spessore cm. 38) nelle aule lato cortile interno ed un nuovo muro a quattro teste (spessore cm. 51) nell'ala ovest in sostituzione del muro avente spessore cm. 25 che delimita la scala. A differenza di quest'ultimo muro esistente che si estende in altezza fino al terzo orizzontamento di copertura del piano ammezzato, questi tre nuovi maschi murari si svilupperanno per tutti e tre i piani fuori terra del fabbricato (con la sola esclusione del piano sottotetto); i nuovi maschi murari verranno naturalmente dotati di idonee nuove travi in c.a. di fondazione;
- il rinforzo dei solai esistenti (quelli in laterocemento rasati tipo SAP di spessore pari a cm. 16 e quelli con orditura portante in putrelle metalliche o in travetti di legno e tavelle in laterizio) del secondo e del terzo orizzontamento per adeguarli alle necessarie portate mediante predisposizione di sovrastante soletta in c.a. avente uno spessore pari a cm. 5 adeguatamente ancorata alle murature perimetrali mediante ancoraggi iniettati. Con tale intervento gli orizzontamenti potranno essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano;
- il collegamento di tutti i solai esistenti ai muri che li delimitano al fine di evitare l'instaurarsi di meccanismi di collasso fuori piano delle pareti (meccanismi di 1° modo) in caso di evento sismico;
- la predisposizione di elementi ad L in acciaio fissati al solaio di sottotetto al fine di evitare, in caso di sisma, il ribaltamento della veletta di coronamento della facciata sud;
- la predisposizione di catene metalliche costituite da piatti aventi sezione pari a mm. 15x50h in corrispondenza delle reni delle arcate disposte in direzione ovest-est per scongiurare la formazione di meccanismi a quattro cerniere che possono interessare gli archi in caso di evento sismico;
- la realizzazione di un nuovo vano ascensore nell'ala ovest del fabbricato delimitato da nuovi setti in muratura;
- l'adeguamento alla vigente normativa antisismica della dimensione del giunto di separazione tra il corpo recente e quello originario;
- la chiusura di alcune aperture nei soli muri interni del fabbricato.



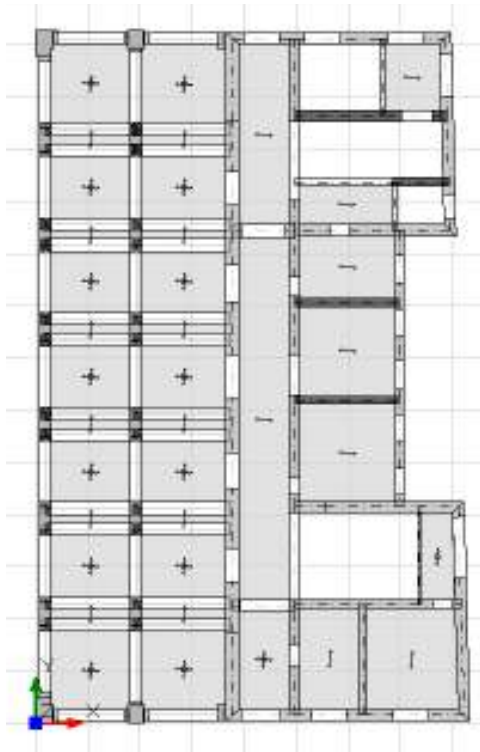
*Vista sud-est del modello 3D (in giallo i nuovi setti murari)*



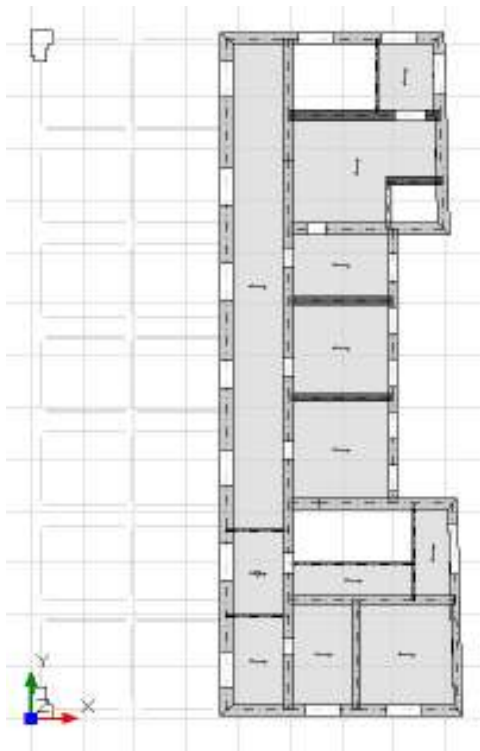
*Vista sud-est del modello 3D senza solai (in giallo i nuovi setti murari)*



*Vista sud-est dal basso del modello 3D*

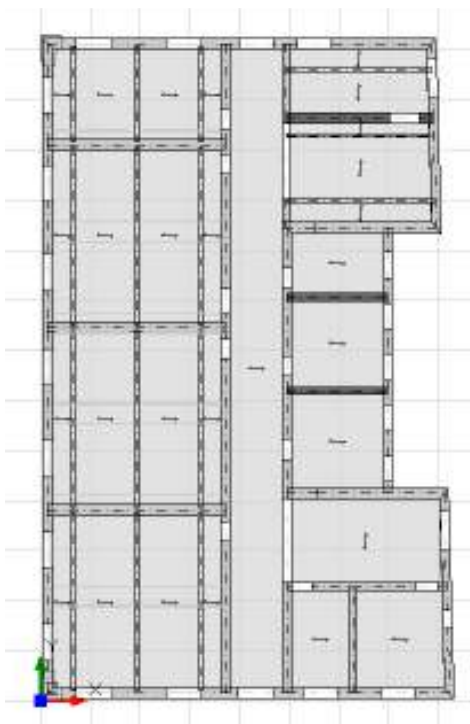


*Pianta portico e piano terra con relativi orizzontamenti soprastanti*

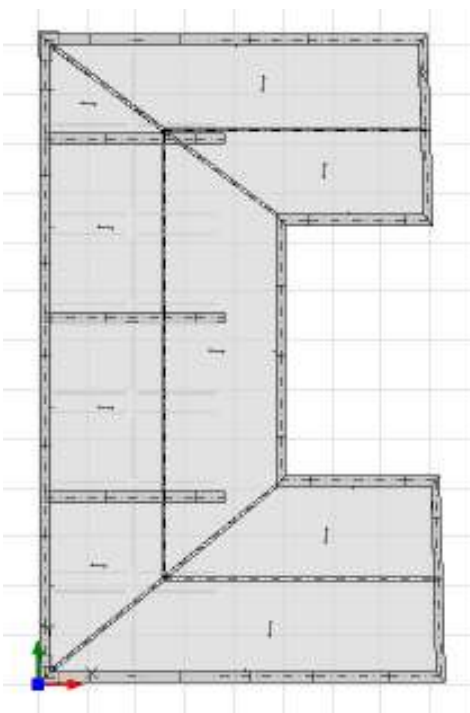


*Pianta piano ammezzato e relativi orizzontamenti soprastanti*





*Pianta piano primo e relativi orizzontamenti soprastanti*



*Pianta piano sottotetto e relativi orizzontamenti soprastanti*

## 11. GENERALITA' - PARAMETRI DI CALCOLO - AZIONE SISMICA

Nome del file del Progetto : Corpo\_originario\_stato\_progetto  
Dati PCM Versione 2018.02.3

### Commento al Progetto

PCM 2018: progetto di edificio in muratura

### Dati PROGETTO

Numero Piani : 4



Numero Materiali : 6  
 Numero Nodi : 2674  
 Numero Sezioni : 262  
 Numero Aste : 5238  
 Numero Solai : 86  
 Numero Condizioni di Carico Elementari : 10  
 Numero Combinazioni di Condizioni di Carico : 35  
 Vettore traslazione (dX, dY) (m)  
 (spostamento del riferimento globale XY rispetto al modello grafico):  
 -.35,-.37

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Generali

Tipi di analisi richieste:  
 Analisi Modale  
 Analisi Statica Lineare NON Sismica [\$4.5.5]  
 Analisi Sismica Statica NON Lineare Pushover [\$7.8.1.5.4]  
 - Analisi eseguita per Fasi Costruttive

#### AZIONE SISMICA

Struttura:  
 Vita Nominale VN (anni) = 50  
 Classe d'uso: IV  
 Coefficiente d'uso CU = 2  
 Periodo di riferimento per l'azione sismica VR=VN\*CU (anni) = 100

#### Pericolosità:

Ubicazione del sito:  
 Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 9.434246  
 - Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 45.059606  
 Tipo di interpolazione: media ponderata ([3] in All.a)  
 ag(g) Fo Tc\*(sec) per i periodi di ritorno di riferimento

30	0.029	2.511	0.2
50	0.036	2.546	0.22
72	0.042	2.536	0.242
101	0.049	2.499	0.25
140	0.056	2.514	0.26
201	0.066	2.493	0.27
475	0.094	2.459	0.28
975	0.124	2.462	0.28
2475	0.172	2.462	0.29

Per periodi di ritorno TR<30 anni [cfr. DPC-Reluis, CNR-ITC]:

ag(TR) = K \* TR<sup>α</sup>, dove:

K = 0.007093320, α = 0.415807720

#### Stati Limite:

PVR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR (Tab.3.2.i)

SLE: SLO 81  
 SLE: SLD 63  
 SLU: SLV 10  
 SLU: SLC 5

ag(g) Fo Tc\*(sec) e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascun Stato Limite [§3.2.3]

Stato limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)
SLO	60	0.039	2.541	0.231	1.500	0.131	0.393	1.756
SLD	101	0.049	2.499	0.250	1.500	0.138	0.415	1.796
SLV	949	0.123	2.462	0.280	1.500	0.149	0.447	2.092
SLC	1950	0.158	2.462	0.287	1.467	0.152	0.455	2.232

(parametri di spettro conformi al reticolo sismico secondo D.M. 14.1.2008)

#### Suolo:

Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche:

Categoria di sottosuolo: C

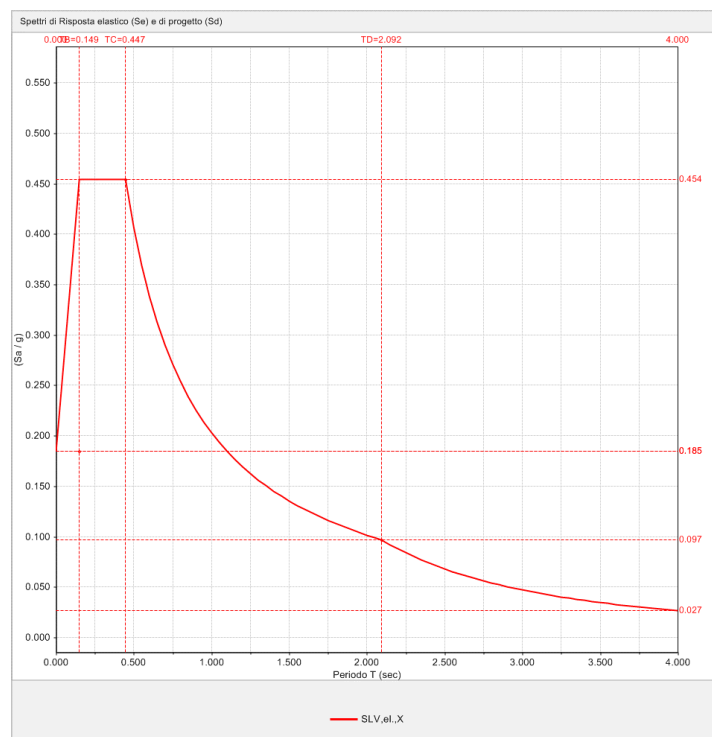
Categoria topografica: T1

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico = 0

Coefficiente di amplificazione topografica ST = 1

#### PGA:

Definizione di PGA: Accelerazione al suolo (analogia ad: ag\*S, dove: S=SS\*ST)



#### PARAMETRI DI CALCOLO: Sismica

Direzioni di analisi e quote di riferimento:

Angolo tra sistema di riferimento globale XY e direzioni sismiche X'Y' (+ se antiorario) ( $\alpha^\circ$ ) = 0  
(analisi nelle direzioni X e Y)

Altezza della costruzione a partire dal piano di fondazione H (m) = 14.5

Quota di inizio degli effetti sismici H,S (m) = 0

Analisi Sismiche Lineari:

Criterio di combinazione delle componenti orizzontali: +30% [§7.3.5]

Ignorare gli effetti dei momenti torcenti dovuti alle eccentricità accidentali [§7.2.6]: no

Amplificazione spostamenti sismici con fattore  $\mu$  [§7.3.3.3 per SLV]:

ignorare ai fini del calcolo delle tensioni sul terreno: no

Eseguire le verifiche di sicurezza anche per le combinazioni (Nmin, T/Mmax), (Nmax, T/Mmin): no

Analisi Sismica Statica Lineare:

Periodo principale T1 (sec) in direzione X': T1X = 0.372

- in direzione Y': T1Y = 0.372

Calcolo di T1 con relazione  $T1=C1 \cdot H^{(3/4)}$ : si

- C1 per il calcolo di T1 = 0.05

$\lambda=1.00$  nella definizione delle forze sismiche [§7.3.3.2]: no

Progettazione semplificata per zone a bassa sismicità [§7]: no

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Muratura

Tipo di edificio: Muratura Ordinaria

Edificio Esistente

Coefficienti parziali di sicurezza: Edificio Esistente

-  $\gamma_M$  in Statica [§4.5.6.1] = 3

-  $\gamma_M$  in Sismica [§7.8.1.1] = 2.4

Per maschi murari:

Contributo rigidità trasversale: si

Assemblaggio rigidità flessionale (EJ) per elementi contigui: no

Comportamento muratura:

Diagramma di calcolo tensione-deformazione [§4.1.2.1.2.2]: Stress-block

Coefficienti correttivi dei parametri meccanici [Tab. C8A.2.2]: per 2 o più coefficienti:

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Valutazione

Stati Limite da considerare: SLO - SLD - SLV

Valutazione della sicurezza sismica per edifici esistenti: SLO - SLD - SLV

Stato di Progetto di un Intervento di Miglioramento:

indicatore di rischio sismico  $\zeta_E \geq 0.600$

#### PARAMETRI DI CALCOLO: Verifiche

Per maschi murari:

Sezioni di verifica. Alla base, e in sommità in pushover: obbligatoria; in sommità in an.lineare: a tutti i piani, tranne l'ultimo

Pressoflessione Complanare:

Eseguire le verifiche [§7.8.2.2.1]: si

Considerare la flessione solo nei maschi snelli: no

- snelli se (h/l) superiore a: 2

Taglio per Scorrimento:

Eseguire le verifiche [§7.8.2.2.2]: si  
 Modalità di calcolo della zona reagente: distribuzione triangolare delle tensioni [EC6, §4.5.3(6)]  
 Maschi in muratura ordinaria: prescindere in ogni caso dalla parzializzazione: no  
 Taglio per fessurazione diagonale:  
 Eseguire le verifiche [§C8.7.1.5]: si  
 Per muratura nuova, in Analisi lineare:  $\tau_0 = f_{vm0}$ : si  
 (in analogia con la muratura esistente, anziché:  $\tau_0 = f_{vk0}$ )  
 Coefficiente di forma b in dipendenza dalla snellezza  $\lambda = (h/l)$ :  $b = 1.5$  indipendente da  $\lambda$  (Turnsek-Cacovic)  
 Resistenza a trazione  $f_t = b \tau_0$   
 PressoFlessione Ortogonale:  
 Analisi Statica [§4.5.6.2]:  
 - con azioni da modello di calcolo 3D: si  
 - metodo semplificato (ipotesi di parete incernierata a livello dei piani) [§4.5.5, §4.5.6.2]: no  
 eseguire le verifiche solo in mezzeria: si  
 Analisi Sismiche Lineari [§7.8.2.2.3]:  
 - con azioni da modello di calcolo 3D: no  
 - con azioni convenzionali (forze equivalenti per elementi non strutturali) [§7.2.3]: si  
 Analisi Pushover [§7.8.2.2.3]:  
 - con azioni da modello di calcolo 3D: si  
 Opzioni varie:  
 - riduzione della resistenza per gli effetti di instabilità: no  
 - considerare eccentricità minima  $(h/200)$ : si

**PARAMETRI DI CALCOLO: Pushover (1)**  
 Distribuzioni di forze [cfr. §7.3.4.1]:  
 Gruppo 1: distribuzioni principali  
 (A) Lineare: proporzionale alle forze statiche  
 Gruppo 2: distribuzioni secondarie  
 (E) Uniforme: forze proporzionali alle masse  
 Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  [cfr. §C7.3.5]:  
 calcolato con le sole masse equiverse all'analisi  
 $\Gamma = 1.00$  nella distribuzione di forze Uniforme (E): si  
 Direzione e verso di analisi:  
 + $\alpha$  (+X per  $\alpha=0^\circ$ )  
 - $\alpha$  (-X per  $\alpha=0^\circ$ )  
 + $\alpha+90^\circ$  (+Y per  $\alpha=0^\circ$ )  
 -( $\alpha+90^\circ$ ) (-Y per  $\alpha=0^\circ$ )  
 considerare gli effetti dell'eccentricità accidentale: no  
 Punto di controllo:  
 baricentro del piano 3  
 E' possibile che in input siano stati definiti nodi aggiuntivi  
 per l'elaborazione delle curve di capacità [§7.3.4.2]:  
 in ogni caso, i risultati delle verifiche con confronto  
 tra capacità e domanda per i vari stati limite si riferiscono  
 alle curve che producono i risultati a maggior favore di sicurezza.

**PARAMETRI DI CALCOLO: Pushover (2)**  
 Comportamento degli elementi strutturali:  
 Verifiche di sicurezza in corso di analisi:  
 Maschi murari:  
 Non eseguire verifiche a Sforzo Normale di Trazione: no  
 Fasce di piano (Strisce, Sottofinestra):  
 Non eseguire verifiche a PressoFlessione: no  
 Non eseguire verifiche a Taglio: no  
 Fondazioni:  
 Ignorare aste su suolo elastico in Analisi Pushover: si  
 Fasce di piano (Strisce, Sottofinestra): comportamento elasto-plastico  
 Dopo il collasso, la fascia non vincola più gli spostamenti orizzontali dei nodi dei maschi tra i quali è  
 definita: no  
 Modalità di calcolo:  
 Spostamento ultimo:  
 Drift ultimo (deformazione angolare): si  
 - fattore di snellezza  $H_0/D$  per drift a pressoflessione: no  
 Controllo di duttilità (multiplo dello spostamento al limite elastico): no  
 Sistema bilineare equivalente:  
 Massima riduzione R di resistenza in corrispondenza di SLU (%) = 20  
 Tratto elastico passante per il punto con Taglio ( $K T_{max}$ ), dove  $K = 0.7$   
 Riduzione del Taglio non superiore a R% del massimo:  
 Prima riduzione pari a R% rispetto al massimo assoluto  
 Opzioni varie:  
 Tratto plastico con spostamenti plastici cumulati in elevazione: no  
 Ignorare tratti plastici in caso di collasso completo di un piano: si  
 Ignorare caduta di taglio per crisi a pressoflessione ortogonale: si

**PARAMETRI DI CALCOLO: Calcestruzzo Armato**  
 Acciaio:  
 Diagramma di calcolo tensione - deformazione [§4.1.2.1.2.3]:  
 Modello: elastico perfettamente plastico (tensioni in  $N/mm^2$ , deformazioni in per mille):  
 $f_{yk} = 450$   
 $\epsilon_{ud} = 10$  -  $E_s = 210000$   
 Coefficiente parziale di sicurezza per acciaio  $\gamma_s = 1.15$   
 Fattore di confidenza FC per acciaio in c.a. esistente [cfr. Tab.C8A.1.2] = 1.35

Calcestruzzo:

Diagramma di calcolo tensione - deformazione [§4.1.2.1.2.2]:

Modello: parabolico-rettangolare:

$\varepsilon_{c2} = 2$  -  $\varepsilon_{cu} = 3.5$

Coefficiente parziale di sicurezza per calcestruzzo  $\gamma_c = 1.5$

Varie:

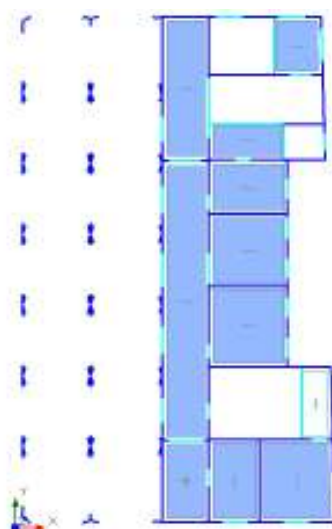
Verifiche a PressoFlessione: si considera sempre il contributo dell'armatura compressa

Fattore di confidenza FC per strutture in c.a. [cfr. Tab.C8A.1.2] = 1.35

## 12. Dati PIANI

N°	Z:altezza da	Piano Rigido	Nodo	>3D:Ecc.agg.	-ecc. agg.	Piano di controllo	Vento	Vento	Vento	
Vento	Press.X									
	fondaz.(m)	(master/slave)	master	dir.(a+90)°[Y](m)	dir.(a)°[X](m)	in Pushover	+X	+Y	-X	-Y
	(kN/m^2)									
1	3.950		2671	1.588	0.987		X	X	X	X
0.51										
2	6.410		2672	1.583	0.989		X	X	X	X
0.51										
3	12.210		2673	1.586	0.988	X	X	X	X	X
0.56										
4	14.430		2674	1.586	0.988		X	X	X	X
0.62										

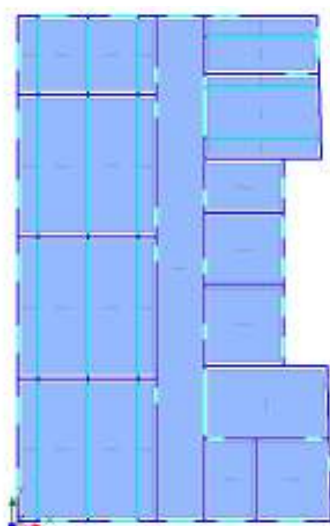
N°	Depress.X	Press.Y	Depress.Y
1	0.26	0.51	0.26
2	0.26	0.51	0.26
3	0.28	0.56	0.28
4	0.31	0.62	0.31



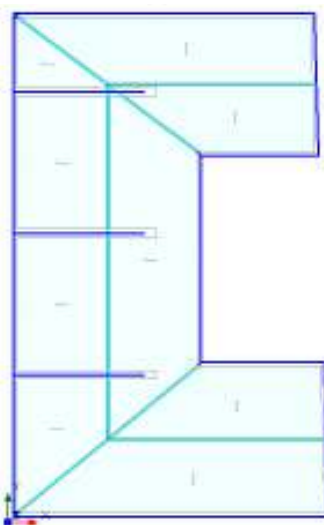
Pianta primo orizzontamento sopra piano terra: in celeste i solai considerati infinitamente rigidi, in azzurro chiaro quelli considerati deformabili



*Pianta secondo orizzontamento sopra piano ammezzato: in celeste i solai considerati infinitamente rigidi, in azzurro chiaro quelli considerati deformabili*



*Pianta terzo orizzontamento sopra piano primo: i solai sono tutti di colore celeste perché considerati infinitamente rigidi*



*Pianta copertura: i solai sono tutti di colore azzurro chiaro perché considerati deformabili*

### 13. Dati MATERIALI

#### Descrizione dei DATI MATERIALI

**Tipologia materiale:** sono previsti i seguenti tipi:

1) Conglomerato Cementizio Armato, 2) Acciaio, 3) Muratura, 4) Legno, 5) Materiale generico

**Descrizione:** denominazione del materiale. Nei dati seguenti, i parametri meccanici (moduli di elasticità e resistenze) sono espressi in N/mm<sup>2</sup> (Sistema Internazionale).

**Parametri specifici per muratura:**

**Mur. nuova:** Materiale murario di nuova realizzazione (-1), o muratura esistente (0)

**Tipologia muratura:**

Per muratura nuova: 1) Pietra Non Squadrata, 2) Listata, 3) Pietra Squadrata, 4) Laterizio Pieni, 5) Laterizio Semipieni, 6) Calcestruzzo Pieni, 7) Calcestruzzo Semipieni.

Per muratura esistente (§C8A.2): 1) Pietrame disordinata, 2) Conci sbozzati, 3) Pietre a spacco, buona tessitura, 4) Conci di pietra tenera, 5) Blocchi lapidei squadrate, 6) Mattoni pieni, malta di calce, 7) Mattoni semipieni, malta cementizia, 8) Blocchi laterizi semipieni (f<45%), 9) Blocchi laterizi semipieni, giunti vert.a secco (f<45%), 10) Blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (45%<f<65%), 11) Blocchi di calcestruzzo semipieni (f<45%)

**Parametri validi per qualsiasi materiale:**

Modulo di elasticità longitudinale (**E**) e tangenziale (**G**)

**Altri parametri specifici per muratura:**

resistenze:

**fm, fk** (media e caratteristica, a compressione della muratura);

**fvm0/tauo,fvko** (media e caratteristica, a taglio della muratura in assenza di carichi verticali);

**ftm** (media, a trazione della muratura);

**fhm, fhk** (media e caratteristica, a compressione della muratura in direzione orizzontale nel piano del muro);

**fbk** (a compressione dell'elemento), **f'bk** (dell'elemento in direzione orizzontale e nel piano del muro)

**Malta: fm:** resistenza a compressione della malta (§11.10.2.1). Sono previsti i seguenti valori (N/mm<sup>2</sup>): 2.5 (corrisponde a M4 del D.M.20.11.1987), 5 (M3), 10 (M2), 15 (M1)

**Duttilità (du/de):** moltiplicatore dello spostamento al limite elastico per la definizione del limite ultimo (parametro usato in analisi non lineare; il valore è pari a 1.5 per la muratura esistente e 2.0 per la muratura nuova)

**Coeff. attrito:** coefficiente di attrito, normalmente pari a 0.4. E' presente in input per eventuali modifiche in caso di disponibilità di dati sperimentali

**Coefficienti correttivi:** relativi alle proprietà meccaniche dei materiali (§C8A.2)

**FC:** fattore di confidenza, corrispondente al livello di conoscenza per il materiale

**Altri parametri specifici per calcestruzzo:**

resistenze:

**fc** (nella colonna fk): per edifici esistenti: resistenza media a compressione; per edifici nuovi: resistenza caratteristica a compressione.

**Altri parametri validi per tutti i materiali:**

**Coefficiente di dilatazione termica**

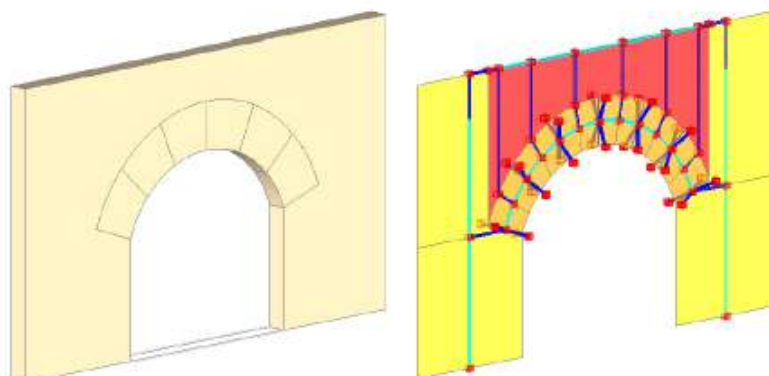
**Peso Specifico:** peso per unità di volume

-----														
N°		Tipologia		Descrizione				Mat.		Tipologia				
E	G	materiale		[parametri meccanici:N/mm^2]				nuovo		muratura				
-----														
1		1) Conglomerato Cementizio Armato		C25/30				X						
31000		13000												
2		2) Acciaio		Acciaio S235										
210000		80769												
6		4) Blocchi e giunti		Blocchi e giunti										
50000		20000												
7		3) Muratura		Muratura esistente corpo originario						6) Mattoni pieni, malta di calce				
1500		500												
8		3) Muratura		Granito										
40000		17000												
10		3) Muratura		Muratura nuova corpo originario				X		5) Laterizio Semipieni				
5000		2000												
-----														
-----														
N°		fm	fk	fvm0 (mur.nuova) /		fvk0	ftm	fhm	fhk	fbk	f'bk	Malta:	Duttilità	Coeff.
Coeff.dilat.		Peso sp.												
		tau0 (mur.esistente)										fm	(du/de)	attrito
1)		(kN/m^3)												termica (°^-
-----														
1		25.00	25.00	0.000		0.000	0.000	12.50	12.50	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00
0.000010		25.00												
2		0.00	235.00	0.000		0.000	0.000	0.00	117.50	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00

[illegible]

-----											
N° Coeff.corr.: Giunti  Ricorsi o ConneSSIONE  Nucleo  Iniezioni  Intonaco E giunto G giunto fm giunto ftm											
giunto  FC											
Malta buona  sottili listature trasversale scadente di miscele  armato											
-----											
1											
0.000  -   1.00  1.00  1.00  1.00  1.00  1.00  1.00  0  0  0.00											
2  1.00  1.00  1.00  1.00  1.00  1.00  1.00  0  0  0.00											
0.000 1.35											
6  1.00  1.00  1.00  1.00  1.00  1.00  1.00  660  264  2.50											
0.250 1.35											
7  1.50  1.50  1.00  1.30  0.70  1.50  1.50  0  0  0.00											
0.000 1.35											
8  1.50  1.00  1.30  1.50  0.90  2.00  2.50  0  0  0.00											
0.000 1.35											
10  1.00  1.00  1.00  1.00  1.00  1.00  1.00  0  0  0.00											
0.000  -											

geometria, ma anche della ripartizione dei carichi. I carichi permanenti e variabili provenienti da un orizzontamento sovrastante vengono trasmessi all'arco (o alla volta) attraverso i rinfianchi ed il riempimento, cioè le strutture interposte fra la superficie curva dell'arco stesso e l'orizzontamento. PCM propone una soluzione strutturale compatibile con la modellazione a telaio equivalente e consistente in una serie di montanti rigidi che collegano l'arco alla travata sovrastante. Queste aste vengono create automaticamente a partire dal modello architettonico; nell'ambito delle procedure di validazione viene svolto un confronto fra i carichi direttamente applicati sull'arco e quelli trasmessi all'arco attraverso i montanti rigidi.



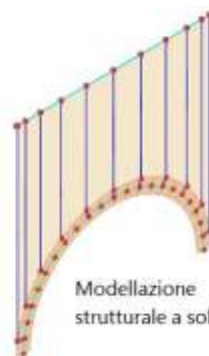
*Arco in PCM: dal modello architettonico al modello strutturale*

Secondo questa modalità, sia il carico definito sul solaio, sia le azioni interne provenienti da eventuale strutture sovrastanti che insistono sull'orizzontamento sopra l'arco (a es. pilastri, o maschi murari disassati e corrispondenti all'apertura sottostante) vengono trasmesse correttamente ed in modo automatico all'arco sottostante.

Nella modellazione, gli archi sono stati schematizzati con modelli a soli blocchi. I blocchi sono aste curve (beam 3D) che, in assenza di giunti, vengono internamente incastrate tra loro in corrispondenza delle interfacce.



Modellazione architettonica:  
arco suddiviso in conci  
(blocchi architettonici)



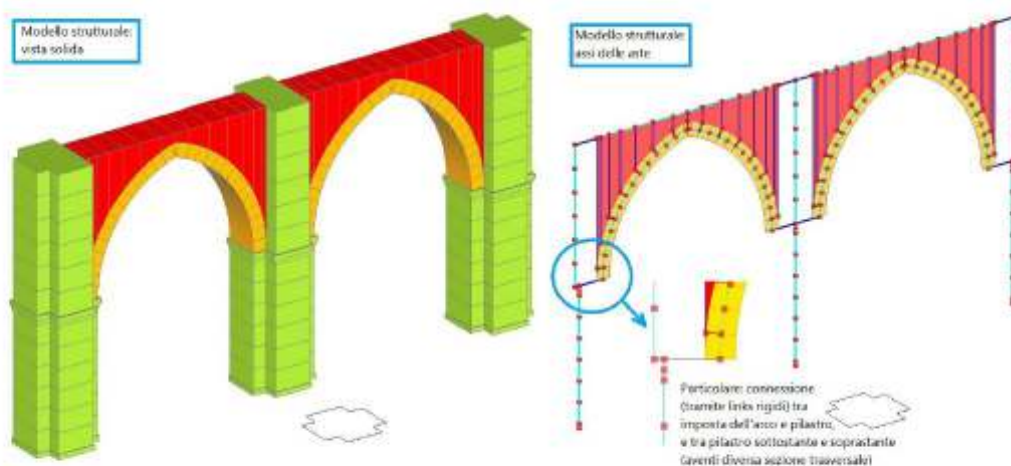
Modellazione  
strutturale a soli blocchi

Facendo comunque riferimento ad un materiale di tipo 'blocchi e giunti' (nel modello a soli blocchi non è possibile scindere nettamente le proprietà meccaniche della muratura dell'arco nei suoi due materiali componenti ovvero elemento lapideo o in laterizio e malta ma si deve fare riferimento a parametri meccanici di un materiale composto), restano definiti tutti i parametri meccanici, compresa la resistenza a trazione, identificata con la resistenza dei giunti (anche se in un modello a soli blocchi i giunti materialmente sono assenti). Sottoponendo la struttura ad analisi non lineare (pushover), ad ogni passo del procedimento incrementale, per ogni elemento blocco viene effettuato un controllo sulla posizione della curva delle pressioni: laddove questa fuoriesce, qualora la trazione corrispondente superi le capacità del materiale (resistenza a trazione) o del rinforzo eventualmente presente, la verifica di sicurezza risulta non più soddisfatta. A questo punto viene inserita una cerniera che impedisce nei passi successivi la modifica del momento flettente. La posizione della curva delle pressioni resterà sostanzialmente invariata; alcune lievi modifiche potranno dipendere dalla variazione dello sforzo normale per effetto delle forze incrementali orizzontali, variazione generalmente poco significativa.

Il modello a soli blocchi per gli archi si utilizza per strutture complesse (come nel nostro caso) per tener conto delle spinte esercitate dagli archi sulla struttura nell'ipotesi che questi non sviluppino cerniere.

I pilastri in muratura aventi sezione trasversale con forma generica (rettangolare, circolare, poligonale), per i quali le verifiche di sicurezza non possono essere svolte applicando le teorie codificate per le pareti (maschi murari), richiedono una modellazione appropriata. I pilastri murari sono generalmente compressi, ma la risultante degli sforzi può essere eccentrica anche sotto i carichi di esercizio verticali: basti pensare ad un arco impostato su un pilastro il cui asse non coincide, in corrispondenza dell'imposta, con il baricentro del pilastro. Gli archi, inoltre, generano spinte che non sempre sono bilanciate da elementi adiacenti; anche in presenza di più archi consecutivi, è possibile che le spinte non si compensino totalmente. Ne deriva quindi la necessità di un'ideale verifica a pressoflessione della sezione trasversale del pilastro. Nel software PCM i pilastri in muratura vengono rappresentati da elementi beam corrispondenti ai conci (o blocchi).

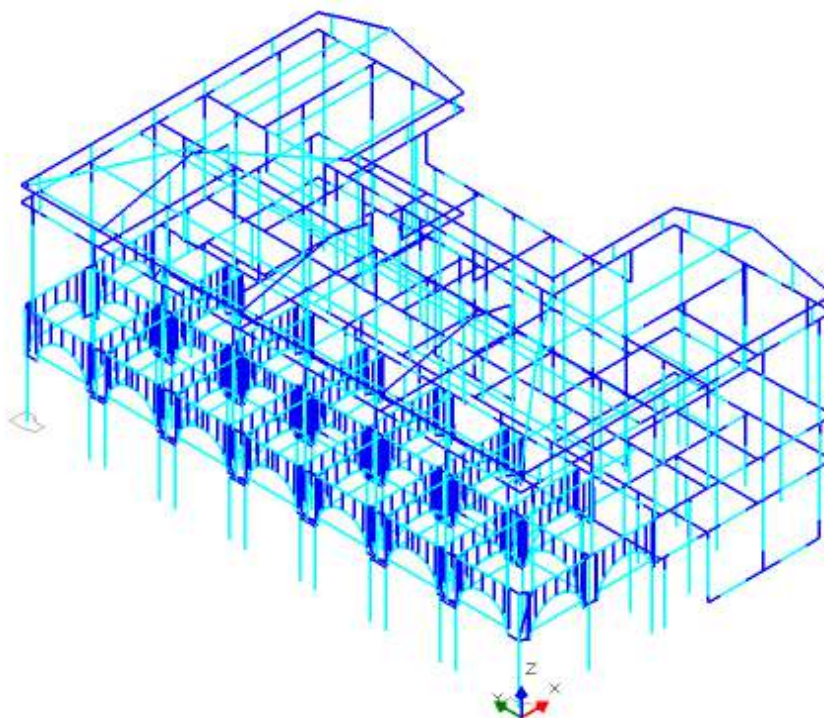




*Modellazione strutturale in PCM*

A causa della suddivisione in conci, si forma un comportamento d'insieme tra pietra (o mattone) e malta, simile alla muratura. Spesso si rilevano grandi blocchi di pietra con sottili sigilli di malta di ottima qualità, il che suggerisce che le proprietà siano poco ridotte rispetto a quelle della sola pietra (o mattone). Analogamente agli archi, il pilastro in muratura potrebbe essere modellato col sistema blocchi-giunti: definendo tuttavia solamente blocchi, la modellazione si semplifica e resta adeguatamente inquadrata la verifica a pressoflessione del pilastro. PCM, seguendo le teorie di calcolo a rottura, propone due modalità di verifica a pressoflessione. La prima modalità di verifica è di tipo geometrico; la crisi viene raggiunta per perdita di stabilità e non per superamento della resistenza a compressione, così come sostanzialmente indicato dagli studi di Heyman. La seconda modalità di verifica a pressoflessione consiste in una verifica di resistenza; poiché le azioni orizzontali in sommità al pilastro possono produrre sollecitazione in entrambi i piani principali di flessione, la verifica di resistenza viene inquadrata nell'ambito della pressoflessione deviata attraverso la costruzione del dominio di resistenza tridimensionale (superficie di rottura  $N$ - $M_y$ - $M_z$ ), costruito sul modello di comportamento della muratura di tipo stress-block.

Attraverso il programma PCM è stato realizzato l'input della geometria della struttura a partire dalle piante dei piani disegnate in AutoCad. In seguito è stato creato il modello a telaio equivalente, provvedendo inoltre a definire i materiali e le proprietà dei vari elementi strutturali, i vincolamenti esterni dei nodi e quelli interni delle aste, i carichi e i principali parametri di calcolo. Sono infine state condotte le analisi.



*Corpo originario ex scuole elementari "Casaroli": modellazione a telaio equivalente stato di progetto*

## 15. RISULTATI ANALISI SISMICA STATICA NON LINEARE (PUSHOVER)

### VERIFICA SISMICA DI COMPATIBILITA' DEGLI SPOSTAMENTI (ANALISI PUSHOVER)

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §7.3.4.1, §7.8.1.5.4, §C8.7.1.4)

Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento illustrato al §7.3.4.1. In ogni caso, per le costruzioni edifici in muratura nelle quali il rapporto tra il taglio totale agente sulla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare [§C.7.3.8: tale rapporto è definito come:  $q^* = Se(T^*) m^* / Fy^*$ ] ecceda il valore 4.0 (per SLC; data la relazione che intercorre fra SLV e SLC è possibile considerare  $q^* \leq 3.0$  nel caso di verifica per SLV), la verifica di sicurezza dovrà ritenersi non soddisfatta. La rigidità elastica del sistema bilineare equivalente si individua tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0.7 volte il valore massimo (taglio massimo alla base). Il tratto orizzontale della curva bilineare si individua tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema. In PCM, conformemente a §7.8.1.5.4, nello schema della muratura a telaio equivalente, i pannelli murari vengono caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza al limite elastico definita per mezzo della risposta flessionale o a taglio di cui ai punti §7.8.2.2 e §7.8.3.2. Il modello, ove non sia applicata l'ipotesi shear-type, tiene conto degli effetti connessi alla variazione delle forze verticali dovuta all'azione sismica e garantisce gli equilibri locali e globali. Qui di seguito si fornisce una descrizione dettagliata del procedimento di analisi statica non lineare.

#### Criteri generali:

Il concetto alla base dell'analisi sismica statica non lineare è che la capacità complessiva della struttura di sostenere le azioni sismiche può essere descritta dal comportamento della stessa sottoposta ad un sistema di forze statiche equivalenti incrementate fino a raggiungere il collasso, inteso come incapacità di continuare a sostenere i carichi verticali. 'Analisi pushover' significa 'analisi di spinta', intendendo appunto per 'spinta' l'applicazione delle forze orizzontali progressivamente incrementate.

Il sistema di forze in questione deve simulare in modo il più possibile realistico gli effetti di inerzia prodotti dal sisma nel piano orizzontale; essi, a loro volta, dipendono dalla risposta stessa della struttura, per cui il sistema di forze dovrebbe cambiare durante l'analisi: ciò corrisponde ad un adattamento della distribuzione delle forze al livello di danneggiamento (pushover adattivo).

La procedura può essere svolta attraverso una serie di analisi elastiche sequenziali sovrapposte dove il modello matematico della struttura (più precisamente la matrice di rigidità), viene continuamente aggiornato, per tener conto della riduzione di rigidità degli elementi che entrano in campo plastico.

La capacità di una struttura è pertanto rappresentata mediante una curva che ha come grandezze di riferimento il taglio alla base e lo spostamento di un punto di controllo dell'edificio (ad esempio: punto in copertura, generalmente coincidente con il baricentro, o a 2/3 dell'altezza).

Attraverso l'equivalenza dinamica tra sistema a più gradi di libertà (M-GDL) e sistema a 1 grado di libertà (1-GDL), la curva di capacità così ottenuta viene ricondotta ad un legame tipico di un oscillatore non lineare ad un grado di libertà, rendendo possibile un diretto confronto con la domanda sismica rappresentata in termini di spettro di risposta.

Sinteticamente, quindi, il metodo pushover è basato su un processo incrementale che simula la spinta orizzontale di forze statiche, equivalenti al sisma, su una struttura. Dopo ogni incremento del sistema di forze applicate, si verificano le condizioni dei componenti della struttura e si effettuano gli opportuni aggiornamenti del modello. L'analisi si arresta quando vengono raggiunte particolari condizioni limite.

Il metodo numerico implementato in PCM è un algoritmo di calcolo dedicato, secondo una traccia metodologica derivata dall'opera: G. C. Beolchini, G. Di Pasquale, L. Gizzarelli: La valutazione delle prestazioni sismiche di strutture esistenti in cemento armato: indicazioni dalle Linee Guida NEHRP, Roma, Dicembre 2002 (volume in download da: <http://ssn.protezionecivile.it/RT/rtindex.html>) e definita dal documento 'ATC 40'. In tale ambito, seguendo NTC08, agli elementi murari viene attribuito comportamento bilineare elastico-perfettamente plastico, quindi con rigidità costante nella fase elastica, e nulla nella fase plastica.

#### Distribuzione di Forze:

L'analisi statica non lineare (analisi pushover) è caratterizzata da un sistema di forze statiche orizzontali applicate a livello dei solai, crescenti proporzionalmente: nel caso di distribuzione fissa, in modo tale da mantenere costante il rapporto fra le forze ai diversi piani; in caso di distribuzione adattiva, il rapporto fra le forze viene modificato in base all'aggiornamento dell'analisi modale.

L'analisi statica non lineare viene eseguita con una delle seguenti distribuzioni di forze:

#### Gruppo 1 (distribuzioni principali)

*FISSE: i rapporti fra le forze orizzontali restano fissi nel corso del processo incrementale:*

(A) ("triangolare") Forze proporzionali a quelle da utilizzarsi per l'analisi statica lineare

(B) (uni-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione.

La forma modale sarà in generale diversa nella direzione X e nella direzione Y: quindi quando si parla di primo modo [sia per la distribuzione C) sia per la E)], si deve intendere il primo modo secondo X, per l'analisi X; il primo modo secondo Y, per l'analisi Y. Questo è importante nelle analisi 3D (mentre nelle 2D la questione è ininfluente, perché il primo modo si riferirà all'unica direzione orizzontale del piano verticale 2D considerato).

Per riconoscere se il modo è secondo X o secondo Y si controlla se la massa modale efficace secondo X è  $>$  o  $<$  di quella secondo Y.

(C) (multi-modale) Forze corrispondenti alla distribuzione delle forze modali calcolate con analisi dinamica lineare, tenendo conto di tutti i modi considerati

(D) (multi-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente ad una forma modale equivalente, tenendo conto di tutti i modi considerati

#### Gruppo 2 (distribuzioni secondarie)

(E) (uniforme) Forze proporzionali alle masse

*ADATTIVE: la distribuzione di forze viene aggiornata ad ogni evoluzione di rigidità, previa riesecuzione dell'analisi modale:*

(F) (uni-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione

(G) (multi-modale) Forze corrispondenti alla distribuzione delle forze modali calcolate con analisi dinamica lineare, tenendo conto di tutti i modi considerati

(H) (multi-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente ad una forma modale equivalente, tenendo conto di tutti i modi considerati

Le distribuzioni (A)(B)(C) del Gruppo 1 e (E)(F)(G) del Gruppo 2 sono espressamente citate in §7.3.4.1. Le distribuzioni (D)(H) possono essere considerate distribuzioni multi-modali, alternative o complementari alle (C)(G).

Per edifici in muratura nuovi, con impalcati rigidi, si considereranno almeno una distribuzione del Gruppo 1 e almeno una del Gruppo 2, con le limitazioni previste: (A) e (B) sono applicabili solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha massa partecipante non inferiore al 60% (§7.8.1.5.4); (C) solo se il periodo fondamentale è superiore a TC.

Per edifici in muratura esistenti, potranno essere utilizzate le distribuzioni (A)(E) indipendentemente dalla massa partecipante del primo modo (§C8.7.1.4).

Le distribuzioni (C)(G) dipendono dalle forze spettrali: pertanto, poichè a SLD (di danno) e SLV (ultimo) corrispondono due distinti spettri di risposta, l'analisi pushover si differenzia fra i due stati limite; ognuna delle due verifiche a SLD e SLV si effettua nel corrispondente diagramma. Per tutte le altre distribuzioni, il diagramma pushover SLD e SLV è coincidente, ed in esso sono eseguite

#### **Direzioni di analisi:**

L'analisi deve essere condotta nelle due direzioni ortogonali di riferimento (X e Y), ed è prevista la combinazione direzionale secondo §7.3.5.

- **ANALISI PIANE (2D):** gli edifici vengono scomposti in singoli telai, p.es. un telaio rappresentativo in direzione X (analisi statica non lineare in direzione X), ed un telaio rappresentativo in direzione Y (analisi statica non lineare in direzione Y).

- **ANALISI SPAZIALI (3D):** considerando il modello nel suo complesso (modello tridimensionale dell'edificio) l'analisi è condotta separatamente prima secondo X, e poi secondo Y.

In generale le strutture non sono simmetriche, per cui le analisi dovranno essere condotte anche secondo -X e secondo -Y.

In modelli 3D, dove si eseguono analisi X e analisi Y, la combinazione degli effetti nelle due direzioni orizzontali non deve essere applicata (§7.3.5).

#### **Algoritmo di calcolo implementato in PCM**

#### **ANALISI STATICA NON SISMICA (ANALISI DI GRAVITÀ)**

0. Analisi statica non sismica, con Combinazione di tipo sismico dei carichi verticali.

Secondo §3.2.4, gli effetti statici da sommare agli effetti sismici sono forniti dalla seguente combinazione:

$$G_1 + G_2 + P + \sum (\psi_{2,j} \cdot Q_{k,j})$$

#### **ANALISI SISMICA INCREMENTALE**

Per ogni DISTRIBUZIONE DI FORZE da processare:

esecuzione di una serie di analisi statiche non lineari. Vengono svolte:

3D) analisi: +X, -X, +Y, -Y, con eventuali azioni torcenti aggiuntive (+/- Mt) e con contributo della direzione ortogonale ridotto del 30% a causa della simultaneità dell'evento nelle due direzioni di riferimento (+/- 30%).

2D) al massimo 2 analisi: +X, -X.

- Una data analisi si articola nei seguenti passi:

*Inizio Loop* (=Ciclo incrementale) con incremento progressivo del Taglio alla Base

1. Determinazione delle forze (secondo la distribuzione corrente) dovute all'incremento di taglio alla base

2. Analisi sismica statica equivalente, nella sola direzione corrente (X o Y), con forze orizzontali correnti

3. Noti gli incrementi di spostamento e di azioni interne, si calcolano i valori complessivi, sommandoli ai valori complessivi del passo precedente

4. Archiviazione punto della curva di capacità (Spostamento punto di controllo - Taglio globale alla base)

5. Verifiche della muratura. [La procedura esegue sempre automaticamente l'individuazione autocorrettiva del limite elastico. Se con l'incremento del ciclo corrente si oltrepassa il punto di crisi di un elemento, è possibile diminuire l'incremento e tornare all'inizio del ciclo corrente. Questa procedura viene seguita solo se si è scelto l'incremento di taglio autocorrettivo nei Parametri di Calcolo.]

6. Se richiesto dai Parametri di Calcolo, si archivia tutta la configurazione strutturale (con le verifiche murarie)

7. Se il modello deve essere aggiornato (alcuni elementi sono passati da verifica soddisfatta a non):

7.1. Aggiornamento matrice rigidezze

7.2. Fattorizzazione della matrice delle rigidezze aggiornata

7.3. Se la matrice è singolare (non più invertibile): struttura labile, esce dal Loop

7.4. In caso di forma modale: riesecuzione Analisi Modale con aggiornamento distribuzione forze

8. Se uno o più elementi collassano, occorre ripartire dal punto 0. costruendo una nuova curva di capacità (sottocurva) dell'analisi corrente, che tenga conto fin dall'inizio degli elementi collassati e della diminuzione di rigidezza degli elementi plasticizzati anche se non ancora collassati. Si riesegue quindi l'Analisi di Gravità, seguita di nuovo dal Loop. La costruzione delle sottocurve successive termina quando sopraggiunge la condizione di labilità che fa uscire dal Loop

*Termine Loop*

9. Esame della curva di capacità; definizione di punti notevoli

10. Verifica di sicurezza con oscillatore elastoplastico equivalente

#### **Risultati dell'elaborazione per l'analisi pushover:**

Le curve di capacità della struttura reale analizzata (sistema a più gradi di libertà: M-GDL) vengono rappresentate in diagrammi che riportano in ascisse lo Spostamento del punto di controllo, ed in ordinate il Taglio globale alla base. Per ogni curva, attraverso le relazioni di equivalenza dinamica, riportate al punto §C7.3.4.1, viene definita la corrispondente curva del sistema ad 1 grado di libertà equivalente 1-GDL, e successivamente il diagramma bilineare, attraverso il quale è possibile definire la domanda sismica (=spostamento richiesto secondo lo spettro di risposta) del sistema 1-GDL, ricondotta infine alla domanda per il sistema M-GDL.

Le verifiche di compatibilità degli spostamenti per il sistema reale M-GDL consistono nel confronto tra la domanda sismica e la capacità deformativa della struttura.

Per il calcolo della domanda sismica, l'espressione degli spettri di risposta elastico  $S_e(T)$  e degli spettri di progetto per SLV e SLD è fornita in §3.2.3.

Lo spettro di risposta elastico in termini di spostamento è dato da:  $SDe(T_s) = S_e(T_s) \cdot (T / 2\pi)^2$  (§3.2.3.2.3).

Sulla curva pushover (diagramma forza-spostamento), gli Stati Limite SLO SLD SLV SLC sono caratterizzati nel modo seguente:

**SLC:** lo spostamento ultimo a SLC è dato dal minore tra quelli forniti dalle seguenti due condizioni:

- quello corrispondente ad un taglio di base residuo pari all'80% del massimo;

- quello corrispondente al raggiungimento della soglia limite della deformazione angolare a SLC in tutti i maschi murari verticali di un qualunque livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza (questo controllo può essere omesso nelle analisi quando i diaframmi siano infinitamente rigidi o quando sia eseguita l'analisi di una singola parete).

**SLV:** lo spostamento ultimo a SLV, sulla bilineare equivalente sopra definita, è pari a 3/4 dello spostamento a SLC

**SLD:** lo spostamento corrispondente è il minore tra gli spostamenti ottenuti dalle seguenti due condizioni:

- quello corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente, definita a partire dallo spostamento ultimo a SLC;
  - quello corrispondente al raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari verticali in un qualunque livello di una qualunque parete ritenuta significativa ai fini dell'uso della costruzione (e comunque non prima dello spostamento per il quale si raggiunge un taglio di base pari a 3/4 del taglio di base massimo).
- SLO:** lo spostamento corrispondente è pari a 2/3 di quello allo SLD.

Per ogni diagramma pushover ed ogni stato limite analizzato, il risultato della verifica è esprimibile sotto forma di un indicatore di rischio, dato dal rapporto fra capacità e domanda. La verifica è soddisfatta quando l'indicatore è non minore del valore di riferimento in relazione al tipo di intervento (nuovo edificio, adeguamento o miglioramento di edificio esistente).

I risultati di PCM riportano fra l'altro la capacità della struttura in termini di PGA ed in particolare: **PGA,CLV** e **PGA,DLV**, valori di massima accelerazione al suolo consentita dall'edificio, definita dal valore in corrispondenza del quale vengono raggiunti, rispettivamente, lo stato limite ultimo SLV e lo stato limite di danno SLD. Unitamente al valore PGA, sono forniti il corrispondente periodo di ritorno TR e la probabilità di superamento P,VR relativa al periodo di riferimento VR. Il calcolo della capacità della struttura viene effettuato tramite un ciclo iterativo condotto sul periodo di ritorno TR: si varia il valore di TR fra gli estremi 30 e 2475 anni (estremi previsti dalla Normativa), ricercando il periodo di ritorno cui corrisponde la massima accelerazione a.g tale da soddisfare la verifica di sicurezza. Per soddisfare la verifica di sicurezza vengono considerate due condizioni contemporanee:

- 1) la domanda di spostamento (dipendente dallo spettro, e quindi dai valori di TR, ag e altri parametri correlati) deve essere  $\leq$  della capacità di spostamento definita dalla curva pushover;
- 2) il valore di  $q^* = S_e(T^*) m^* / F_y^*$  deve essere  $\leq 3.0$  (valore competente alla verifica per SLV).

Qualora la verifica di sicurezza sia soddisfatta per TR=2475 anni, la capacità della struttura viene qualificata con TR $\geq$ 2475 anni (il D.M. 14.1.2008, nell'Allegato A dispone che nell'analisi siano considerati solo valori di TR compresi fra 30 e 2475 anni). Analogamente, se la verifica di sicurezza non è soddisfatta per TR=30 anni, la capacità della struttura viene qualificata con TR $\leq$ 30 anni; i limiti assunti per PGA corrispondono ai limiti minimo e massimo di TR, secondo le corrispondenze definite dal reticolo di riferimento (Tab. 1, All.A al D.M. 14.1.2008).

Si osservi che a.g indica l'accelerazione al suolo su suolo rigido, mentre PGA può essere stata definita - nei Parametri di Calcolo - come a.g oppure come accelerazione al suolo tenendo conto degli effetti di suolo: il risultato in termini di PGA dipende quindi dal significato attribuito a PGA.

L'analisi statica non lineare eseguita da PCM fornisce inoltre il valore del **fattore di comportamento q** (§7.8.1.3), attraverso il calcolo del rapporto  $\alpha u / \alpha_1$  dove:

$\alpha_1$  = moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario significativo raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione);

$\alpha u$  = 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, l'edificio raggiunge la massima forza resistente.

I valori del fattore di struttura sono i seguenti:

- Edifici nuovi:  $q = q_0 K_R$  (§7.3.1), dove:

per costruzioni in muratura ordinaria:  $q_0 = 1.75 \alpha u / \alpha_1$ ; per costruzioni in muratura armata:  $q_0 = 2.5 \alpha u / \alpha_1$ ; per costruzioni in muratura armata con progettazione in capacità:  $q_0 = 3.0 \alpha u / \alpha_1$ .  $K_R=1$  per edifici regolari in altezza; 0.8 altrimenti. In ogni caso,  $\alpha u / \alpha_1$  non può essere assunto maggiore di 2.5;

- Edifici esistenti (rif.: Circ. 2009 del D.M. 14.1.2008):  $q = 2.0 \alpha u / \alpha_1$  per edifici regolari in elevazione,  $q = 1.5 \alpha u / \alpha_1$  negli altri casi.

Si riporta di seguito la tabella di sintesi dei risultati ottenuti mediante l'analisi statica non lineare.

Si sono naturalmente considerate, per le due direzioni di analisi X e Y, due distribuzioni di forze, una lineare (A) con forze proporzionali a quelle da utilizzarsi per l'analisi statica lineare e una uniforme (E) con forze proporzionali alle masse. Sono state analizzate, oltre alle curve in direzione di spinta positiva, anche quelle in direzione negativa, in modo da avere un'idea maggiormente vicina al reale comportamento dei cicli isteretici a cui viene sottoposta la struttura in fase sismica.

Vista la presenza di impalcati rigidi tra piano terra e piano ammezzato, tra piano ammezzato e piano primo e tra piano primo e piano sottotetto, si sono inoltre considerati i momenti torcenti aggiuntivi dovuti alle eccentricità accidentali, determinando quindi, per la combinazione di forze considerata, 8 analisi: +X+/-Mt, -X+/-Mt, +Y+/-Mt, -Y+/-Mt.

Si è infine effettuata la combinazione della risposta per le diverse componenti dell'azione sismica, secondo la regola del 30% (formula  $E_x + 0.3E_y + 0.3E_z$ ) con rotazione dei coefficienti moltiplicativi, per tenere conto della simultaneità dell'evento sismico nelle direzioni di riferimento.

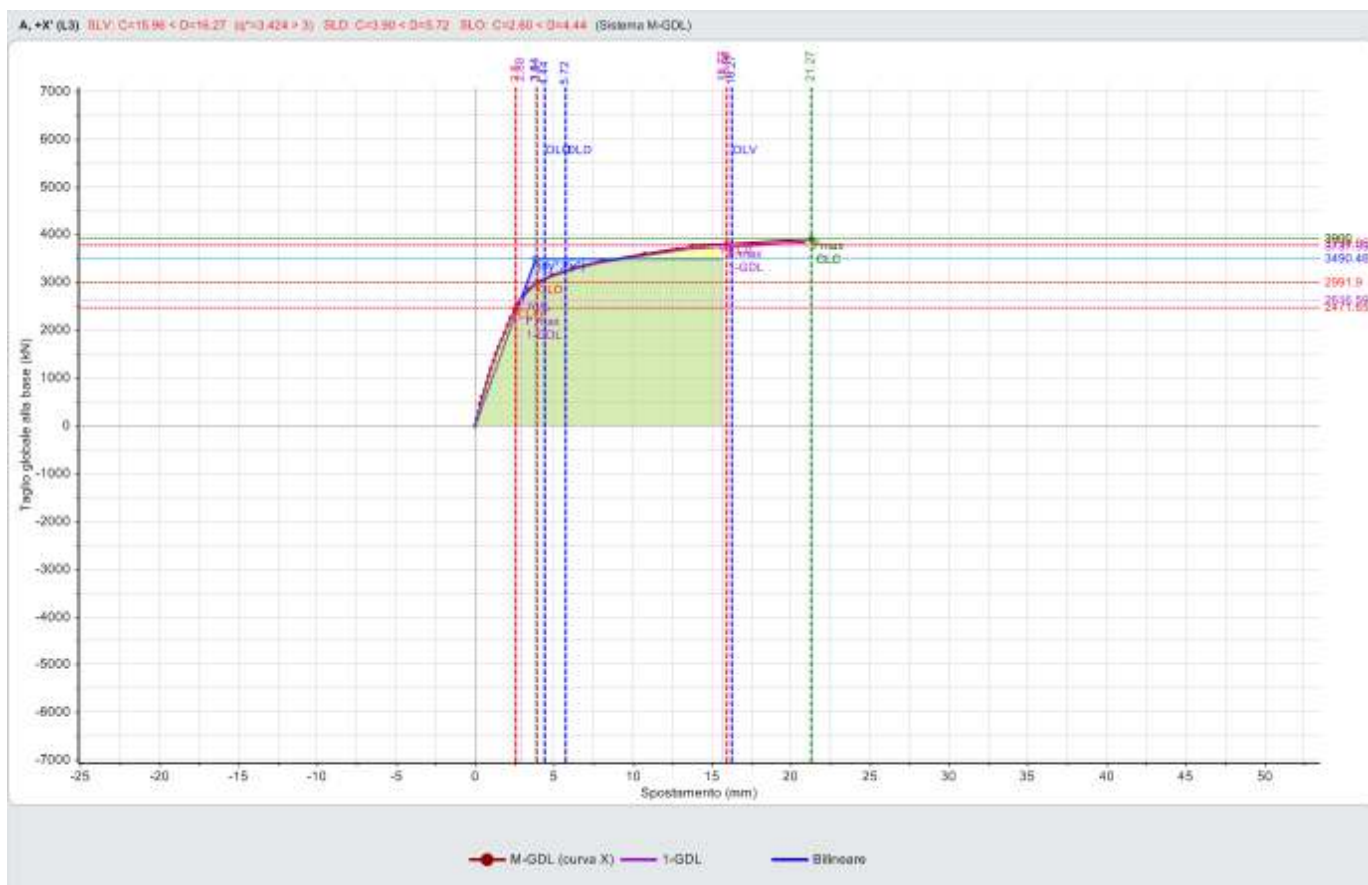
Tutto ciò ha comportato l'analisi di n° 72 curve.

Come si può desumere dai valori dell'indice di rischio sismico  $\zeta_E$  indicati nel prospetto di seguito riportato, la direzione X del fabbricato rimane quella più debole; con la distribuzione di forze uniforme E che sollecita i piani più bassi si ricava il minore indice di rischio sismico per SLV  $\zeta_E = 0,64 > 0,60$ .

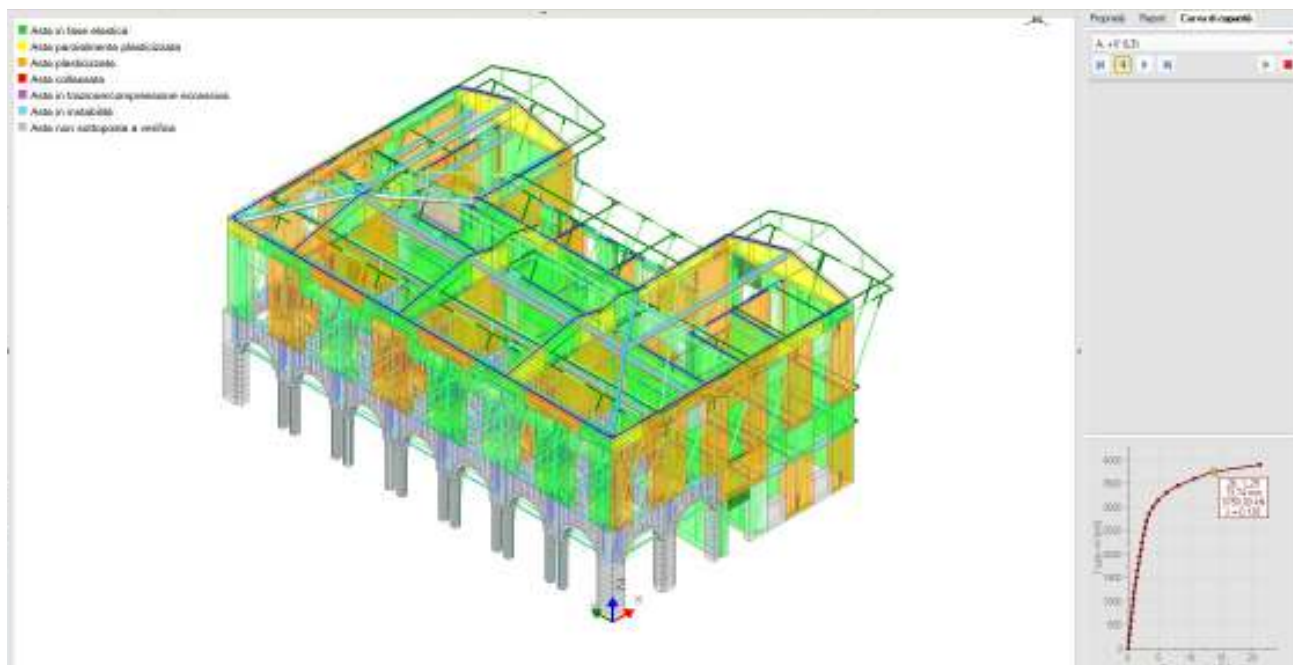
Con la distribuzione di forze triangolare A che sollecita maggiormente i piani alti si ricava il minore indice di rischio sismico per SLO  $\zeta_E = 0,60$ .



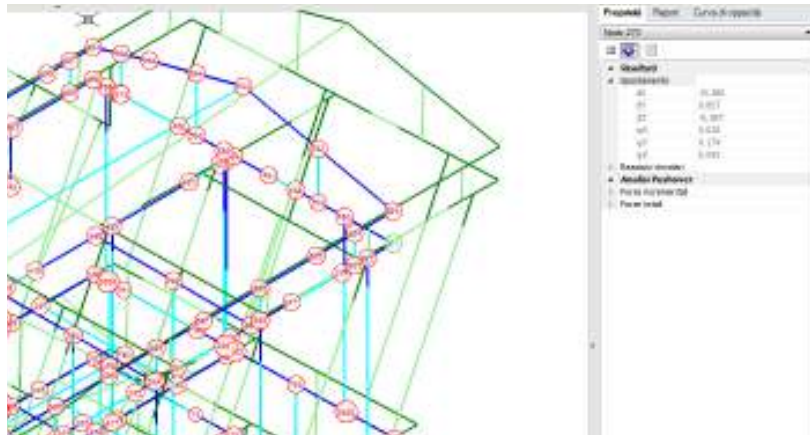
Numero	Carica	Vel.	Dir.	Dir.2	M	Cont.	S.W.	q'	q	PGALF	TRCLP	PRGLV	CPGABH	CPGABV	PRGLV	PGALD	TRGLD	PRGLD	CPGABH	CPGABV	PRGLD	PGALD	TRGLD	PRGLD	CPGABH	CPGABV
1	■	■	A	+X		L3	0.136	<b>2.824</b>	<b>3.750</b>	0.162	875	13.808	0.078	3.700	25	0.081	45	88.563	<b>3.804</b>	3.846	0.035	18	99.613	<b>0.080</b>	<b>0.280</b>	
2	■	■	A	+X	*	L3	0.136	<b>2.807</b>	3.708	0.164	880	13.810	0.089	3.726	30	0.083	48	88.827	0.721	3.898	0.038	18	99.613	<b>0.080</b>	<b>0.280</b>	
3	■	■	A	+X	-	L3	0.139	<b>3.336</b>	3.703	0.160	725	12.817	0.080	3.702	30	0.083	48	87.540	0.721	3.875	0.036	19	99.482	<b>0.015</b>	0.317	
4	■	■	A	+X	+8.3°	L3	0.136	<b>3.813</b>	3.703	0.164	836	12.210	0.089	3.726	36	0.081	42	88.163	<b>3.804</b>	3.846	0.035	18	99.613	<b>0.080</b>	<b>0.280</b>	
5	■	■	A	+X	+8.3°	*	L3	0.137	<b>3.880</b>	3.708	0.164	706	13.207	0.089	3.744	37	0.083	48	87.949	0.721	3.870	0.038	18	99.613	<b>0.015</b>	0.309
6	■	■	A	+X	+8.3°	-	L3	0.139	<b>3.825</b>	3.703	0.160	740	12.840	0.011	3.700	39	0.083	48	87.540	0.721	3.875	0.036	19	99.482	<b>0.015</b>	0.317
7	■	■	A	+X	-0.2°	L3	0.135	<b>3.831</b>	3.703	0.162	879	13.808	0.078	3.700	35	0.081	42	88.163	<b>3.804</b>	3.846	0.035	18	99.613	<b>0.080</b>	<b>0.280</b>	
8	■	■	A	+X	-0.2°	*	L3	0.137	<b>3.890</b>	3.708	0.164	706	13.207	0.089	3.744	37	0.083	48	87.949	0.721	3.870	0.038	19	99.482	<b>0.015</b>	0.317
9	■	■	A	+X	-0.2°	-	L3	0.139	<b>3.952</b>	3.703	0.160	725	12.817	0.080	3.702	39	0.083	48	87.540	0.721	3.875	0.036	19	99.482	<b>0.015</b>	0.317
10	■	■	A	+X		L3	0.135	<b>3.872</b>	3.703	0.164	706	13.207	0.089	3.744	37	0.083	48	87.949	0.721	3.870	0.038	18	99.613	<b>0.015</b>	0.309	
11	■	■	A	+X	*	L3	0.138	<b>3.990</b>	3.708	0.164	689	13.510	0.089	3.725	35	0.083	48	87.540	0.721	3.875	0.038	18	99.613	<b>0.015</b>	0.309	
12	■	■	A	+X	-	L3	0.135	<b>3.912</b>	3.703	0.165	740	12.840	0.011	3.700	39	0.083	48	87.540	0.721	3.875	0.036	19	99.482	<b>0.015</b>	0.317	
13	■	■	A	+X	+0.3°	L3	0.135	<b>3.970</b>	3.703	0.164	706	13.207	0.089	3.744	37	0.083	48	87.540	0.721	3.875	0.038	18	99.482	<b>0.015</b>	0.317	
14	■	■	A	+X	+0.3°	*	L3	0.139	<b>3.936</b>	3.708	0.160	725	12.817	0.080	3.702	38	0.083	48	87.540	0.721	3.875	0.038	19	99.482	<b>0.015</b>	0.317
15	■	■	A	+X	+0.3°	-	L3	0.135	<b>3.908</b>	3.703	0.164	706	13.207	0.080	3.744	37	0.083	48	87.540	0.721	3.875	0.038	19	99.482	<b>0.015</b>	0.317
16	■	■	A	+X	-0.3°	L3	0.136	<b>3.814</b>	3.703	0.160	740	12.840	0.011	3.700	39	0.083	48	87.540	0.721	3.875	0.036	19	99.482	<b>0.015</b>	0.317	
17	■	■	A	+X	-0.3°	*	L3	0.138	<b>3.884</b>	3.708	0.168	725	12.817	0.080	3.702	38	0.083	48	87.540	0.721	3.875	0.038	19	99.482	<b>0.015</b>	0.317
18	■	■	A	+X	-0.3°	-	L3	0.142	<b>3.816</b>	3.703	0.169	740	12.840	0.011	3.700	39	0.083	48	87.540	0.721	3.875	0.036	19	99.482	<b>0.015</b>	0.317
19	■	■	A	-X		L3	0.142	<b>3.811</b>	3.703	0.168	740	12.840	0.011	3.700	39	0.083	48	87.540	0.721	3.875	0.038	31	99.145	<b>0.028</b>	0.289	
20	■	■	A	-X	*	L3	0.147	<b>3.937</b>	3.708	0.164	706	13.207	0.089	3.744	37	0.083	48	87.540	0.721	3.875	0.038	18	99.482	<b>0.015</b>	0.317	
21	■	■	A	-X	-	L3	0.140	<b>3.952</b>	3.703	0.166	725	12.817	0.080	3.702	38	0.083	48	87.540	0.721	3.875	0.038	22	99.593	<b>0.008</b>	0.287	
22	■	■	A	-X	+8.3°	L3	0.147	<b>3.831</b>	3.703	0.168	726	12.817	0.080	3.702	38	0.083	48	87.540	0.721	3.875	0.038	22	99.600	<b>0.020</b>	0.287	
23	■	■	A	-X	+8.3°	*	L3	0.147	<b>3.897</b>	3.708	0.164	689	13.510	0.089	3.725	39	0.083	48	87.540	0.721	3.875	0.037	39	99.326	<b>0.032</b>	0.303
24	■	■	A	-X	+8.3°	-	L3	0.139	<b>3.406</b>	3.703	0.164	689	13.510	0.089	3.725	39	0.083	48	87.540	0.721	3.875	0.038	22	99.593	<b>0.008</b>	0.287
25	■	■	A	-X	-0.2°	L3	0.142	<b>3.897</b>	3.703	0.168	740	12.840	0.011	3.700	39	0.084	52	88.384	0.738	3.915	0.038	31	99.145	<b>0.028</b>	0.289	
26	■	■	A	-X	-0.2°	*	L3	0.142	<b>3.932</b>	3.708	0.168	725	12.817	0.080	3.702	38	0.083	48	87.540	0.721	3.875	0.037	39	99.326	<b>0.032</b>	0.303
27	■	■	A	-X	-0.2°	-	L3	0.142	<b>3.867</b>	3.703	0.168	757	12.375	0.011	3.700	40	0.084	52	88.384	0.738	3.915	0.048	34	99.490	<b>0.064</b>	0.489
28	■	■	A	-X		L3	0.137	<b>3.906</b>	3.703	0.168	746	12.840	0.011	3.700	39	0.084	52	88.384	0.738	3.915	0.037	19	99.482	<b>0.015</b>	0.317	
29	■	■	A	-X	*	L3	0.137	<b>3.891</b>	3.708	0.165	757	12.375	0.011	3.700	40	0.084	52	88.384	0.738	3.915	0.037	39	99.326	<b>0.032</b>	0.303	
30	■	■	A	-X	-	L3	0.137	<b>3.896</b>	3.703	0.165	757	12.375	0.011	3.700	40	0.084	52	88.384	0.738	3.915	0.037	39	99.326	<b>0.032</b>	0.303	
31	■	■	A	-X	+0.3°	L3	0.136	<b>3.906</b>	3.703	0.168	740	12.840	0.011	3.700	39	0.083	48	87.540	0.721	3.875	0.038	19	99.482	<b>0.015</b>	0.317	
32	■	■	A	-X	+0.3°	*	L3	0.135	<b>3.949</b>	3.703	0.169	725	12.817	0.080	3.702	38	0.083	48	87.540	0.721	3.875	0.038	19	99.482	<b>0.015</b>	0.317
33	■	■	A	-X	+0.3°	-	L3	0.137	<b>3.894</b>	3.703	0.165	757	12.375	0.011	3.700	40	0.084	52	88.384	0.738	3.915	0.037	39	99.326	<b>0.032</b>	0.303
34	■	■	A	-X	-0.3°	L3	0.137	<b>3.869</b>	3.703	0.168	757	12.375	0.011	3.700	40	0.084	52	88.384	0.738	3.915	0.037	39	99.326	<b>0.032</b>	0.303	
35	■	■	A	-X	-0.3°	*	L3	0.138	<b>3.870</b>	3.708	0.168	757	12.375	0.011	3.700	40	0.084	52	88.384	0.738	3.915	0.037	39	99.326	<b>0.032</b>	0.303
36	■	■	A	-X	-0.3°	-	L3	0.136	<b>3.934</b>	3.703	0.165	740	12.840	0.011	3.700	39	0.084	52	88.384	0.738	3.915	0.036	19	99.482	<b>0.015</b>	0.317
37	■	■	E	+X		L3	0.180	<b>2.906</b>	3.703	0.184	1183	8.662	1.051	1.560	58	0.072	66	63.582	0.680	3.880	0.046	36	95.782	<b>0.768</b>	0.680	
38	■	■	E	+X	*	L3	0.180	<b>2.838</b>	3.708	0.181	482	18.738	0.784	3.938	25	0.089	88	68.730	0.670	3.931	0.048	34	94.720	<b>0.788</b>	0.687	
39	■	■	E	+X	-	L3	0.182	<b>3.495</b>	3.703	0.222	1680	5.848	1.283	1.740	87	0.072	96	63.582	0.680	3.880	0.048	37	95.580	<b>0.821</b>	0.617	
40	■	■	E	+X	+8.3°	L3	0.181	<b>3.504</b>	3.703	0.220	1255	7.628	1.045	1.820	66	0.072	66	63.582	0.680	3.880	0.046	36	95.782	<b>0.768</b>	0.689	
41	■	■	E	+X	+8.3°	*	L3	0.187	<b>3.840</b>	3.708	0.174	811	11.801	0.947	3.898	43	0.072	66	63.582	0.680	3.880	0.048	36	95.782	<b>0.768</b>	0.689
42	■	■	E	+X	+8.3°	-	L3	0.189	<b>3.480</b>	3.703	0.223	1682	5.758	1.289	1.739	88	0.072	96	63.582	0.680	3.880	0.048	39	95.381	<b>0.821</b>	0.638
43	■	■	E	+X	-0.2°	L3	0.182	<b>3.588</b>	3.703	0.186	821	14.485	0.696	3.875	34	0.070	66	63.582	0.682	3.890	0.046	36	95.782	<b>0.768</b>	0.689	
44	■	■	E	+X	-0.2°	*	L3	0.172	<b>2.705</b>	3.708	0.122	336	28.742	0.687	3.934	39	0.086	78	72.252	0.888	3.712	0.048	31	95.028	<b>0.768</b>	0.717
45	■	■	E	+X	-0.2°	-	L3	0.180	<b>2.930</b>	3.703	0.212	1443	6.058	1.149	1.817	75	0.072	94	63.457	0.680	3.891	0.046	36	95.782	<b>0.768</b>	0.689
46	■	■	E	+X		L3	0.282	<b>2.876</b>	3.703	0.298	1881	3.151	1.247	1.893	108	0.076	108	68.846	1.034	3.879	0.058	40	96.734	<b>0.855</b>	0.789	
47	■	■	E	+X	*	L3	0.280	<b>2.897</b>	3.703	0.284	1725	3.672	1.214	1.818	81	0.076	109	68.846	1.034	3.879	0.058	42	96.734	<b>0.855</b>	0.789	
48	■	■	E	+X	-	L3	0.280	<b>3.402</b>	3.703	0.188	1177	8.148	1.073	1.540	62	0.076	109	68.846	1.034	3.879	0.058	42	96.734	<b>0.855</b>	0.789	
49	■	■	E	+X	+0.3°	L3	0.280	<b>3.817</b>	3.703	0.284	1263	7.504	1.186	1.821	68	0.076	109	68.846	1.034	3.879	0.058	41	91.275	<b>0.855</b>	0.683	
50	■	■	E	+X	+0.3°	*	L3	0.280	<b>2.416</b>	3.708	0.270	1420	8.809	1.138	1.496	75	0.076	109	68.846	1.034	3.879	0.058	41	91.275	<b>0.855</b>	0.689
51	■	■	E	+X	+0.3°	-	L3	0.280	<b>2.411</b>	3.703	0.280	1263														



Per quel che attiene alla modalità di collasso, si osserva come, in corrispondenza dello Stato limite SLV, praticamente la totalità dei maschi murari del primo piano disposti lungo la direzione X siano plasticizzati per pressoflessione complanare e per taglio.



Si fa notare come in corrispondenza del nodo 273 posto nel vertice nord-est del terzo impalcato, in corrispondenza del punto della curva rappresentativo dello Stato Limite SLV, si ricava uno spostamento di 15,28 mm.



#### VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

##### Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1361000.00  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = 3794.06  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 27810.42  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 2835.874  
 Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.136  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = 3794.06

Punto di controllo ubicato al 3° piano. Spostamento orizzontale:  $d_c$  (mm):

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo:  $d_{c,SLV,M-GDL}$  = 15.96, di cui dovuto alle forze orizzontali = 15.96

##### Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

- è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi; per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):
- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
  - masse di piano  $m_{i,i}$  traslazionali;
  - corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i,i}$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 30.0% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
  - piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
  - spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1		1165.72	129.94		11.956
2		748.29	74.50		6.855
3		779.59	118.12	X	10.869
4		142.27	123.83		11.394

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_{i,i} \phi_{i,i})$  (k\*kgm) = 2683.01

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_{i,i} \phi_{i,i}) / \sum(m_{i,i} \phi_{i,i}^2) = 1.015$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 3737.99

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 3737.99

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = 15.72

##### Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70%  $F_{Max,1-GDL}$  (kN) = 2616.59

Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 908545.90 (=66.756% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.341

Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 3.84  
 forza  $Fy^*$  (kN) = 3490.46

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 10 %

Da PVR e V,R, per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. a)

attraverso la relazione:  $T,R = - V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima al sito,

$F_o$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

$T_C^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	$a_g$	$F_o$	$T_C^*$	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLU: SLV	949	0.123	2.462	0.280	1.500	1.598	1.500	0.149	0.447	2.092	1.166

#### Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.454 \text{ g}$

- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = 13.16$

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 11952.79$

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $F_y^* \text{ (kN)} = 3490.46$

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 3.424$

#### Controllo su $q^*$ secondo §7.8.1.6

**$q^* > 3.0$ : la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta**

indipendentemente dal confronto tra capacità e domanda.

#### Nota su $q^*$

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $a_g$  in input:

il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $a_g$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente

dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di  $a_g$  sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio =  $a_g$  sostenibile /  $a_g$  in input),

verrà calcolato considerando un valore di  $a_g$ , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)

b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max \text{ (mm)} = 16.03$

#### Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r \text{ } d^*,max \text{ (mm)} = 16.27$

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

Domanda sismica in spostamento (mm) = 16.27

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 15.96

**SLV: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.162 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 673 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 100 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 13.808 %

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,

e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

#### Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	949	0.185	10.0
Capacità	673	0.162	13.8

#### Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_V = PGA,CLV / PGA,DLV = \zeta, E, SLV, PGA = 0.162/0.185 = 0.876$

- in termini di TR:  $\alpha_V = TR,CLV / TR,DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 673/949 = 0.709$



#### Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:  
a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);  
b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 150.00  
90% del Taglio massimo (kN) = 3414.65  
Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  calcolato = 22.764  
Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  effettivo = 2.500  
Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

#### VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)

##### Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD:  $F_{SLD,M-GDL}$  (kN) = 2991.90

Punto di controllo ubicato al 3° piano. Spostamento orizzontale:  $d_c$  (mm):

- iniziale = 0.00  
- al limite di danno:  $d_{c,SLD,M-GDL} = 3.90$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 3.90

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V,R = 63\%$   
Da PVR e  $V,R$ , per SLD risulta definito il valore di  $T,R$  (§ All. a)  
attraverso la relazione:  $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $TC^*$  per i periodi di ritorno  $TR$  associati allo Stato Limite SLD

e: SS, CC, S, TB, TC, TD,  $F_v$  [§3.2.3], dove:  
 $a_g$  = accelerazione orizzontale massima al sito,  
 $F_0$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 $TC^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,  
SS = coefficiente di sottosuolo;  
CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;  
S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;  
TB, TC, TD = periodi di spettro;  
 $F_v$  = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	$a_g$	$F_0$	$TC^*$	SS	CC	S	TB	TC	TD	$F_v$
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE: SLD	101	0.049	2.499	0.250	1.500	1.659	1.500	0.138	0.415	1.796	0.747

##### Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.184 g$   
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = 5.32  
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 4832.09  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 3490.46  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.385$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 5.64

##### Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*,max$  (mm) = 5.72

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

Domanda sismica in spostamento (mm) = 5.72

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 3.90

**SLD: Capacità < Domanda**

##### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.051 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLD = 45$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 100$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR,CLD = 89.163\%$

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e  $TR,CLD$  minori,

e  $PVR,CLD$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e  $TR,CLD$  maggiori, e  $PVR,CLD$  minore).

##### Riepilogo per SLD

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	101	0.073	63.0
Capacità	45	0.051	89.2

#### Indicatore di Rischio Sismico:

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA}_{\text{CLD}} / \text{PGA}_{\text{DLD}} = \zeta, E, \text{SLD}, \text{PGA} = 0.051/0.073 = 0.699$
- in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR}_{\text{CLD}} / \text{TR}_{\text{DLD}} (= \text{TR in input per SLD}) = 45/101 = 0.446$

#### VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)

Stato Limite SLO e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V, R = 81\%$

Da PVR e  $V, R$ , per SLO risulta definito il valore di  $T, R$  (§ All. a)

attraverso la relazione:  $T, R = -V, R / [1 - \ln(1 - \text{PVR})]$

Valori dei parametri  $a_g, F_0, T_C^*$  per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLO

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima al sito,

$F_0$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

$T_C^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per  $T_C$  dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	$a_g$	$F_0$	$T_C^*$	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLO	60	0.039	2.541	0.231	1.500	1.703	1.500	0.131	0.393	1.756	0.677

#### Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.149\text{ g}$
- in spostamento:  $d^*, e, \text{max} = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = 5.32$
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) \cdot m^* \text{ (kN)} = 3911.82$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^* \text{ (kN)} = 3490.46$   
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.121$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \text{max} \text{ (mm)} = 4.38$

#### Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r \cdot d^*, \text{max} \text{ (mm)} = 4.44$

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

Domanda sismica in spostamento (mm) = 4.44

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 2.60

**SLO: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA ( $\text{PGA}_{\text{CLO}} = 0.035\text{ g}$ )

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $\text{TR}_{\text{CLO}} = 18$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $\text{VR} = 100$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $\text{PVR}_{\text{CLO}} = 99.613\%$

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $\text{PGA}_{\text{CLO}}$  e  $\text{TR}_{\text{CLO}}$  minori,

e  $\text{PVR}_{\text{CLO}}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $\text{PGA}_{\text{CLO}}$  e  $\text{TR}_{\text{CLO}}$  maggiori, e  $\text{PVR}_{\text{CLO}}$  minore).

#### Riepilogo per SLO

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	60	0.058	81.0
Capacità	18	0.035	99.6

#### Indicatore di Rischio Sismico:

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

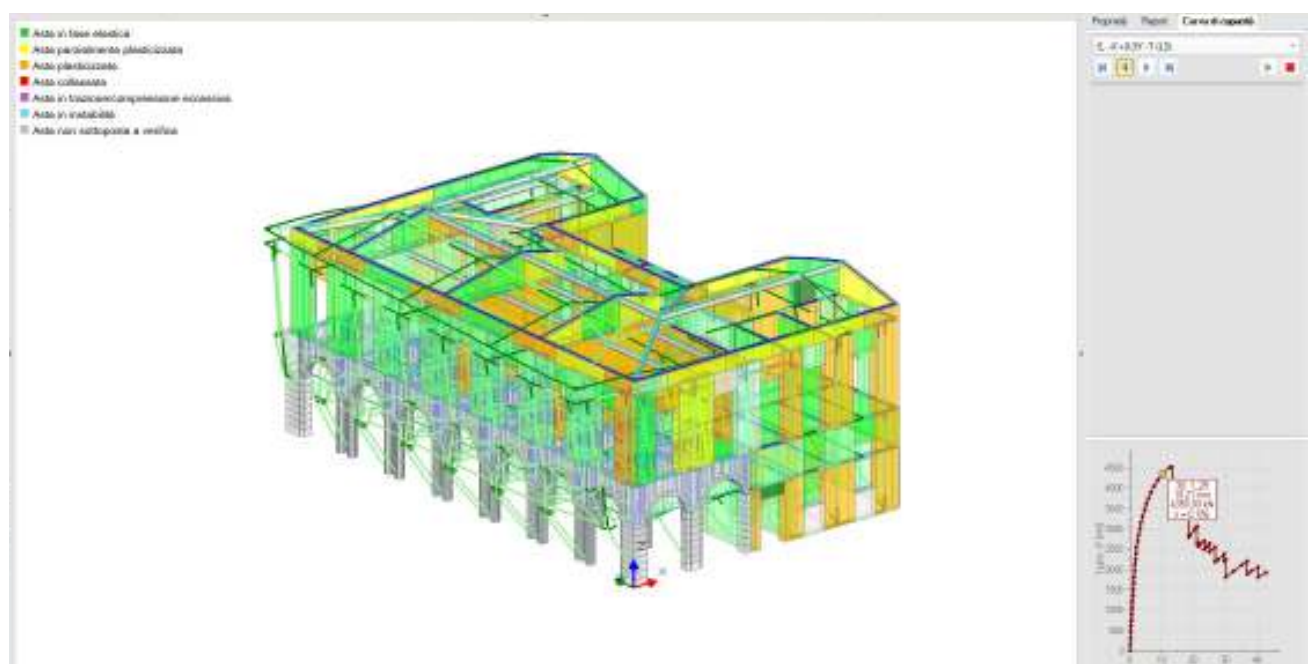
- in termini di PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA}_{\text{CLO}} / \text{PGA}_{\text{DLO}} = \zeta, E, \text{SLO}, \text{PGA} = 0.035/0.058 = 0.603$
- in termini di TR:  $\alpha_0 = \text{TR}_{\text{CLO}} / \text{TR}_{\text{DLO}} (= \text{TR in input per SLO}) = 18/60 = 0.300$

## CURVA n° 60

TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE  
(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)  
DIREZIONE E VERSO: -X  
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT  
COMBINAZIONE COMPONENTI: -X + 0.3 Y  
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3



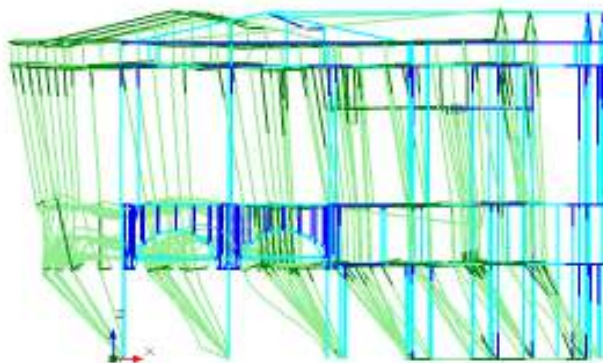
Per quel che attiene alla modalità di collasso, si osserva come, in corrispondenza dello Stato limite SLV, i maschi murari disposti lungo la direzione X siano plasticizzati per pressoflessione complanare e per taglio.



Proseguendo con l'analisi, già al passo successivo in corrispondenza dello SLC, due maschi posti al piano terra della facciata est risultano collassati.



Dall'immagine sotto riportata che riporta in verde l'andamento della deformata, si può notare come il piano terra sia ancora piuttosto deformabile per la presenza del porticato sebbene siano stati inseriti n. 3 nuovi setti in muratura lungo la direzione X che hanno consentito di incrementare il taglio resistente lungo questa direzione da circa 3300 kN (vedi analisi statica non lineare pushover stato di fatto) a circa 4300 kN.



#### VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

##### Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1693305.00  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -4315.54  
 Peso sismico totale W (kN) = 27810.42  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 2835.874  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.155  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = -4315.54

Punto di controllo ubicato al 3° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = -9.86, di cui dovuto alle forze orizzontali = -9.86

##### Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $\Gamma=1.000$  per la distribuzione di forze (E).  
 La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (X):

Massa  $m^* = \sum(m,i)$  (k\*kgm) = 2835.87

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -4315.54  
Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -4315.54  
Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = -9.86

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70%  $F_{Max,1-GDL}$  (kN) = -3020.88  
Rigidezza elastica:  $K^* \text{ (kN/m)} = 961826.40$  (=56.802% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.341  
Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -4.26  
forza  $Fy^*$  (kN) = -4095.66

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V,R = 10\%$   
Da PVR e  $V,R$ , per SLV risulta definito il valore di  $T,R$  (§ All. a)  
attraverso la relazione:  $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri  $ag, Fo, TC^*$  per i periodi di ritorno  $TR$  associati allo Stato Limite SLV

e: SS, CC, S, TB, TC, TD,  $Fv$  [§3.2.3], dove:  
 $ag$  = accelerazione orizzontale massima al sito,  
 $Fo$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 $TC^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,  
SS = coefficiente di sottosuolo;  
CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;  
S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;  
TB, TC, TD = periodi di spettro;  
 $Fv$  = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a,g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLU: SLV	949	0.123	2.462	0.280	1.500	1.598	1.500	0.149	0.447	2.092	1.166

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.454 g$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = -13.13
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 12633.82  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -4095.66  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 3.084$

**Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6**

**$q^* > 3.0$ : la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta**  
indipendentemente dal confronto tra capacità e domanda.

**Nota su  $q^*$**

$q^*$  è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione  $ag$  in input:  
il valore di  $q^*$  sopra riportato corrisponde quindi ad  $ag$  in input.

Se  $q^* > 3.0$  (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di  $ag$  sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio =  $ag$  sostenibile /  $ag$  in input), verrà calcolato considerando un valore di  $ag$ , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC)
- b) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -15.89

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -15.89

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

Domanda sismica in spostamento (mm) = -15.89

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -9.86

**SLV: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.118 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLV = 316$  anni.  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 100$  anni,  
ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 27.127\%$   
(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR,CLV$  minori,  
e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR,CLV$  maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	949	0.185	10.0
Capacità	316	0.118	27.1

#### Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha, V = \text{PGA, CLV} / \text{PGA, DLV} = \zeta, E, \text{SLV, PGA} = 0.118/0.185 = 0.638$
- in termini di TR:  $\alpha, V = \text{TR, CLV} / \text{TR, DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 316/949 = 0.333$

#### Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento);
- b)  $q^* \leq 3.0$  (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a:  $q^* \leq 4.0$  per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 150.00

90% del Taglio massimo (kN) = 3883.99

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 25.893

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

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

#### VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)

##### Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD:  $F, \text{SLD, M-GDL (kN)} = -3370.75$

Punto di controllo ubicato al 3° piano. Spostamento orizzontale:  $dc$  (mm):

- iniziale = 0.00
- al limite di danno:  $dc, \text{SLD, M-GDL} = -4.26$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = -4.26

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V, R = 63\%$

Da PVR e  $V, R$ , per SLD risulta definito il valore di  $T, R$  (§ All. a) attraverso la relazione:  $T, R = -V, R / [1 - \ln(1 - \text{PVR})]$

Valori dei parametri  $ag, Fo, TC^*$  per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: SS, CC, S, TB, TC, TD,  $F_v$  [§3.2.3], dove:

$ag$  = accelerazione orizzontale massima al sito,

$Fo$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

$TC^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

$F_v$  = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a, g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLE: SLD	101	0.049	2.499	0.250	1.500	1.659	1.500	0.138	0.415	1.796	0.747

#### Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.184\text{ g}$
- in spostamento:  $d^*, e, \text{max} = S, De(T^*)$  (mm) = -5.31
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 5107.41  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -4095.66  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.247$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \text{max}$  (mm) = -5.54

#### Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r d^*, \text{max}$  (mm) = -5.54

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

Domanda sismica in spostamento (mm) = -5.54

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -4.26

**SLD: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA, CLD) = 0.057 g



corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLD = 59$   
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 100$  anni,  
ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR,CLD = 81.639 \%$   
(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA,CLD$  e  $TR,CLD$  minori,  
e  $PVR,CLD$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA,CLD$  e  $TR,CLD$  maggiori, e  $PVR,CLD$  minore).

#### Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	101	0.073	63.0
Capacità	59	0.057	81.6

#### Indicatore di Rischio Sismico:

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):  
- in termini di PGA:  $\alpha,0 = PGA,CLD / PGA,DLD = \zeta, E, SLD, PGA = 0.057/0.073 = 0.781$   
- in termini di TR:  $\alpha,D = TR,CLD / TR,DLD(=TR \text{ in input per SLD}) = 59/101 = 0.584$

#### VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)

Stato Limite SLO e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V,R = 81 \%$

Da PVR e  $V,R$ , per SLO risulta definito il valore di  $T,R$  (§ All. a)

attraverso la relazione:  $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri  $ag, Fo, TC^*$  per i periodi di ritorno  $TR$  associati allo Stato Limite SLO

e:  $SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv$  [§3.2.3], dove:

$ag$  = accelerazione orizzontale massima al sito,

$Fo$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

$TC^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

$SS$  = coefficiente di sottosuolo;

$CC$  = coefficiente per  $TC$  dipendente dal sottosuolo;

$S$  = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

$TB, TC, TD$  = periodi di spettro;

$Fv$  = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLE - SLO	60	0.039	2.541	0.231	1.500	1.703	1.500	0.131	0.393	1.756	0.677

#### Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S,e(T^*) = 0.149 \text{ g}$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S,De(T^*) \text{ (mm)} = -5.31$
- forza di risposta elastica =  $S,e(T^*) \cdot m^* \text{ (kN)} = 4134.70$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^* \text{ (kN)} = -4095.66$   
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.009$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max \text{ (mm)} = -4.30$

#### Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = -4.30$

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

Domanda sismica in spostamento (mm) = -4.30

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -2.84

**SLO: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA ( $PGA,CLO$ ) = 0.039 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLO = 23$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 100$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR,CLO = 98.707 \%$

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA,CLO$  e  $TR,CLO$  minori,

e  $PVR,CLO$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA,CLO$  e  $TR,CLO$  maggiori, e  $PVR,CLO$  minore).

#### Riepilogo per SLO

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	60	0.058	81.0
Capacità	23	0.039	98.7

**Indicatore di Rischio Sismico:**

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA:  $\alpha,0 = \text{PGA}_{\text{CLO}} / \text{PGA}_{\text{DLO}} = \zeta, \text{E}, \text{SLO}, \text{PGA} = 0.039/0.058 = 0.672$
- in termini di TR:  $\alpha,0 = \text{TR}_{\text{CLO}} / \text{TR}_{\text{DLO}} (= \text{TR in input per SLO}) = 23/60 = 0.383$

## 16. RISULTATI ANALISI CINEMATICA LINEARE

### ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO IN EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA (ANALISI CINEMATICA)

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §8.7.1, Circ. 617 del 2.2.2009: §C8A.4)

Negli edifici esistenti in muratura, come hanno dimostrato anche gli eventi sismici più recenti, i collassi più frequenti sono determinati dalla formazione di cinematismi: porzioni murarie di dimensioni rilevanti si distaccano dalle strutture e ruotano come corpi rigidi; è tipico il ribaltamento delle parti superiori delle facciate verso l'esterno.

Durante la sollecitazione sismica, le azioni di tipo stabilizzante (pesi propri e carichi verticali dai solai, azioni da tiranti) si oppongono alle instabilizzanti (dovute a strutture spingenti e ad azioni orizzontali di tipo sismico proporzionali alle masse, cioè ai pesi). Quando a causa del sisma le azioni instabilizzanti superano un certo valore, si forma il meccanismo di collasso.

Pertanto, la sicurezza strutturale può essere indagata studiando i cinematismi che possono formarsi nell'opera muraria e definendo per ognuno di essi il moltiplicatore di collasso, ossia l'entità dell'input sismico che lo attiva generando il ribaltamento.

Al moltiplicatore di collasso è legata l'accelerazione al suolo  $a_g$  (cfr. §C8A.4). Con riferimento ad uno stato limite di interesse (lo Stato Limite di Danno o lo Stato Limite ultimo SLV di salvaguardia della Vita), attraverso le relazioni biunivoche che legano: accelerazione alla base della struttura PGA (che può tenere conto degli effetti di suolo o essere considerata pari all'accelerazione di picco  $a_g$  su suolo rigido), periodo di ritorno  $T_R$  e probabilità di superamento nella vita di riferimento  $P_{VR}$ , determinata una di queste grandezze restano definite le altre. In tal modo, è possibile esprimere un indicatore di rischio sismico (definito dal rapporto tra capacità e domanda) in termini di PGA o di periodo di ritorno: quando l'indicatore è  $\geq 1$ , la verifica di sicurezza è soddisfatta.

Un'importante ipotesi riguarda la monoliticità delle pareti: ad una muratura che può disgregarsi non si può attribuire la qualifica di corpo rigido. D'altra parte, alcuni Autori [1] hanno notato che la presenza di carico verticale sulla parete, insieme ai collegamenti trasversali (diatoni) conferisce alla parete stessa il comportamento di tipo monolitico. La presenza di giaciture orizzontali, inoltre, assicura la regolarità geometrica nella formazione dei cinematismi. Di fatto, l'analisi sismica condotta con metodi cinematici fornisce risultati idonei se la tessitura della parete è sufficientemente regolare e con buoni collegamenti trasversali.

In pratica, volendo definire un ordine secondo cui le strutture di un fabbricato in muratura devono essere analizzate, è possibile identificare tre stadi progressivi.

I) Se la muratura è disgregata, caotica e con malta di scarsa qualità, è impossibile il comportamento a corpo rigido. Né l'analisi cinematica né (a maggior ragione) le analisi elastiche o ultraelastiche possono identificare un parametro di capacità antisismica. La struttura deve essere consolidata comunque, se non ricostruita: si tratta di uno stato di fatto a capacità teoricamente nulla.

II) La muratura è sufficientemente organizzata in modo da potersi comportare come corpo rigido. L'analisi cinematica studia i meccanismi locali di collasso e definisce la capacità antisismica dei singoli elementi strutturali costituenti il complesso del fabbricato (singole pareti, volte, ecc.).

III) Superati i controlli di cui alle due fasi precedenti, il complesso murario mostra un comportamento scatolare: a questo punto (e solo a questo punto) può essere adeguatamente studiato con metodi elasto-plastici, quali le analisi pushover. Per elasticità si intende una fase deformativa iniziale reversibile; per plasticità una fase successiva caratterizzata da spostamenti permanenti. Il comportamento della muratura non è 'plastico' nel senso tradizionale del termine: la struttura è un solido a geometria variabile con lo stato di sollecitazione. Incrementando l'azione orizzontale, lo scheletro resistente si modifica; si formano cerniere progressive per superamenti locali della scarsa o nulla resistenza a trazione ed infine si giunge ad una labilità (meccanismo di collasso complessivo dell'edificio, che di fatto costituisce lo stadio finale di un'analisi pushover: essa può essere vista come la ricerca, per via statica, del cinematismo d'insieme del fabbricato).

Per l'edificio esistente, l'analisi verrà svolta anzitutto sullo Stato Attuale (Stato di fatto). Gli interventi di miglioramento richiederanno poi il confronto fra lo Stato di Progetto e lo Stato di Attuale, volto a quantificare l'entità del miglioramento conseguito.

Nello Stato Attuale, le verifiche degli stadi II) e III) verranno o meno eseguite a seconda che l'edificio si trovi in sicurezza oppure no nei confronti della cattiva organizzazione muraria. Nello Stato di Progetto, invece, lo stadio I) deve necessariamente essere superato, e le strutture consolidate saranno certamente sottoposte alle verifiche degli stadi II) e III).

In Analisi Cinematica viene considerato il modello di corpo rigido, ed il moto della struttura si attiva quando l'input sismico raggiunge un'intensità sufficiente a generare la formazione di un cinematismo.

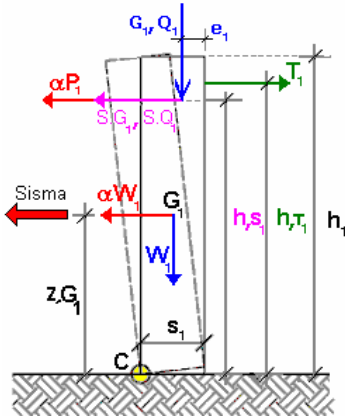
L'analisi cinematica lineare procede secondo i seguenti punti:

1. si sceglie un cinematismo e si descrive nei suoi termini parametrici;
2. si calcola il moltiplicatore di collasso e la corrispondente accelerazione di attivazione del meccanismo;
3. si esegue la verifica di sicurezza confrontando l'accelerazione al suolo PGA che attiva il cinematismo (capacità) con l'accelerazione relativa al sito della costruzione (domanda) (il confronto può essere condotto equivalentemente in termini di  $T_R$ ); la verifica viene condotta in generale sia allo stato limite ultimo sia allo stato limite di danno (si osserva che per Normativa la verifica a stato limite di danno non è strettamente richiesta).

#### Accelerazione di attivazione del meccanismo

Nel seguito, si descrive l'impostazione tipica di un problema di analisi cinematica lineare; per fissare le idee, viene fatto riferimento al ribaltamento semplice di una parete monopiano rispetto ad un asse di rotazione posto alla base in corrispondenza dello spigolo esterno.





**Fig. 1.** Ribaltamento semplice di parete monopiano

Secondo la Normativa vigente (D.M. 14.1.2008, §3.2.4), i carichi da considerare in fase sismica sono i seguenti:

- Carico statico da solaio:  $P_1 = G_1 + \psi_{21} \cdot Q_1$

- Spinta totale esercitata dal solaio (ad esempio, proveniente da una struttura voltata):  $S_{tot} = S_{G1} + \psi_{21} \cdot S_{Q1}$   
dove  $\psi_{21}$  = coeff. di combinazione quasi permanente  $\psi_2$  per  $Q_1$  (§2.5.3).

La parete è stabilizzata dal tirante capace di esercitare il tiro  $T_1$ .

Il ribaltamento della parete avviene facendo cerniera alla base, sullo spigolo esterno (cerniera C in fig. 1; in tal caso per la posizione del polo di rotazione si suppone resistenza a compressione della muratura infinita. Più avanti sarà illustrata la possibilità di considerare un arretramento della cerniera, assumendo un valore finito per la resistenza a compressione). Il cinemismo viene quindi descritto dalla rotazione  $\varphi$  attorno alla cerniera C.

Si applica il Principio dei Lavori Virtuali (§C8A.4.1):

$$\alpha_0 \left( \sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^0 F_h \delta_h = L_{fi}$$

che nel caso in esame, diventa:

$$\alpha_0 (P_1 \cdot \varphi \cdot h_{S1} + W_1 \cdot \varphi \cdot z_{G1}) + (S_{tot} \cdot \varphi \cdot h_{S1}) - [P_1 \cdot \varphi \cdot (s_1 - e_1) + W_1 \cdot \varphi \cdot s_1/2 + T_1 \cdot \varphi \cdot h_{T1}] = 0$$

Semplificando in  $\varphi$  e con le seguenti posizioni la formula può essere scritta in un modo alternativo:

$$\alpha_0 \cdot MR_1 + MR_2 - MS = 0$$

dove:

$MR_1 = (P_1 \cdot h_{S1} + W_1 \cdot z_{G1})$  è il coefficiente moltiplicativo di  $\alpha_0$ ;

$MR_2 = S_{tot} \cdot h_{S1}$  è la parte del momento ribaltante dovuta alla spinta orizzontale, indipendente da  $\alpha_0$ ;

$MS = [P_1 \cdot (s_1 - e_1) + W_1 \cdot s_1/2 + T_1 \cdot h_{T1}]$  è il momento stabilizzante.

Il moltiplicatore di collasso pertanto è uguale a:

$$\alpha_0 = \{ [P_1 \cdot (s_1 - e_1) + W_1 \cdot s_1/2 + T_1 \cdot h_{T1}] - (S_{tot} \cdot h_{S1}) \} / (P_1 \cdot h_{S1} + W_1 \cdot z_{G1})$$

Calcolato il moltiplicatore di collasso  $\alpha_0$ , si deve valutare il valore della massa partecipante al cinemismo, espressa da (§C8A.4.2.2):

$$M^* = \frac{\left( \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}$$

che nel caso in esame diventa:

$$M^* = (P_1 \cdot \varphi \cdot h_{S1} + W_1 \cdot \varphi \cdot z_{G1})^2 / g [(P_1 \cdot (\varphi \cdot h_{S1})^2 + W_1 \cdot (\varphi \cdot z_{G1})^2]$$

L'accelerazione di attivazione del meccanismo (o accelerazione sismica spettrale) è espressa da (§C8A.4.4):

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* FC} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC}$$

dove:

$g$  è l'accelerazione di gravità;

$e^* = gM^* / \sum_{i=1}^{n+m} P_i$  è la frazione di massa partecipante della struttura.

Per l'esempio considerato:  $e^* = gM^* / (P_1 + W_1)$ .

FC è il fattore di confidenza; in questo caso, dove si prescinde dalla resistenza a compressione della muratura, FC deve essere

comunque quello relativo al livello di conoscenza LC1:  $FC = 1.35$  (§C8A.1.A.4 - §C8A.4.2.2).

Fino a questo punto non è stato utilizzato alcun dato sismico relativo al sito di ubicazione della struttura: il calcolo dell'accelerazione di attivazione del meccanismo non dipende dai dati sismici, ma soltanto dalla geometria e dai carichi applicati.

### Capacità in termini di accelerazione. Indicatori di Rischio Sismico

Nel seguito, per fissare le idee, si fa riferimento allo Stato limite ultimo SLV.

Per considerare l'entità del sisma nel sito in esame, si deve fissare il periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_R$ . Ad ogni località geografica individuata tramite le proprie coordinate poi sono univocamente collegate:

- la probabilità dell'evento sismico:  $P_{VR,DLV}$  (%) (l'indice D indica la domanda, cioè la richiesta sismica secondo Normativa (D = domanda, LV = allo stato limite SLV);

- la domanda in termini di periodo di ritorno:  $T_{R,DLV} = -V_R / (1 - \ln(1 - P_{VR}))$

- la domanda in termini di accelerazione al suolo:  $PGA_{DLV}$  ( $= a_g$  corrispondente a SLV nel caso di PGA definita come accelerazione su suolo rigido, oppure  $a_g \cdot S$  nel caso che PGA tenga conto degli effetti di suolo).

L'accelerazione  $a_0^*$  di attivazione del cinematiso deve essere confrontata con quella richiesta nello Stato Limite di salvaguardia della vita SLV:  $a^*$ .

$a^*$  deve essere calcolata in due possibili modi, considerando poi come valore di progetto quello massimo fra i due:

1) considerando il corpo rigido vincolato direttamente al terreno o con un corpo rigidamente collegato ad esso ( $a_1^*$ );

2) considerando il corpo rigido in questione collegato al terreno tramite corpi deformabili ( $a_2^*$ ).

Pertanto:  $a^* = \max \{ (a_1^*); (a_2^*) \}$

dove:

$a_1^*$  è l'accelerazione spettrale richiesta allo stato limite SLV su sottostante corpo rigido:

$$a_1^* = a_g(P_{VR}) S / q$$

formulazione che si ricava immediatamente dallo spettro di progetto a SLV ponendo  $T=0$  (§3.2.3.2.1, formule (3.2.4)). In pratica,

$[a_g(P_{VR}) \cdot S]$  è l'accelerazione al suolo che tiene conto delle caratteristiche del sito; la divisione per  $q$  è relativa allo spettro allo stato limite ultimo (§3.2.3.5).

$a_2^*$  è l'accelerazione spettrale richiesta allo stato limite SLV su sottostante corpo deformabile:

$$a_2^* = S_e(T_1) \psi(Z) \gamma / q$$

dove:

$T_1$  = periodo fondamentale di vibrazione dell'intera costruzione nella direzione considerata (con riferimento alla fig. 1, si osservi che la direzione considerata è ortogonale alla parete). Se  $T_1$  non è stato calcolato con un'analisi modale applicata alla struttura nel suo complesso, può essere definito in via semplificata tramite la relazione (7.3.5) (§7.3.3.2):

$$T_1 = 0.05 H^{0.75} \quad (\S 7.3.5.), \text{ dove } H \text{ è l'altezza totale dell'edificio.}$$

$S_e(T_1)$  = spettro elastico definito in §3.2.3.2.1 corrispondente a SLV;  $S_e(T_1)$  è ovviamente proporzionale ad  $a_g$  in input per SLV;

$\psi(Z)$  = primo modo di vibrazione nella direzione considerata, posto pari a  $Z/H$ , essendo  $H$  l'altezza di tutto la costruzione rispetto alla fondazione (cioè l'altezza totale dell'edificio cui il corpo considerato appartiene) e  $Z$  la quota del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura (per la parete dell'esempio è la quota di base della parete stessa);

$\gamma$  = coefficiente di partecipazione modale. Se non noto da analisi modale,  $\gamma$  è calcolabile in via semplificata con la relazione:

$$\gamma = 3N/(2N+1) \text{ con } N \text{ numero di piani della costruzione.}$$

Nell'espressione di  $a^*$ :  $a^* = \max \{ (a_1^*); (a_2^*) \}$

con:  $a_1^* = a_g(P_{VR}) S / q$ ,

$$a_2^* = S_e(T_1) \psi(Z) \gamma / q$$

dove  $S_e(T_1)$  contiene il termine in  $a_g(P_{VR})$ ,

è direttamente identificabile la componente  $a_g(P_{VR})$ . E' quindi immediatamente comprensibile come, uguagliando l'accelerazione di attivazione del meccanismo  $a_0^*$  all'espressione dell'accelerazione richiesta  $a^*$ , resti determinato univocamente un valore di  $a_g$ : è questa la capacità in termini di accelerazione dell'elemento strutturale nei confronti del cinematiso:  $PGA_{CLV}$  (C = capacità, LV = allo stato limite SLV). Un valore maggiore dell'accelerazione al suolo, quindi, innesca il meccanismo di collasso.

L'equazione  $a_0^*=a^*$  che fornisce  $PGA_{CLV}$  è di tipo non lineare. Infatti, sia  $a_g$  sia i parametri di spettro  $F_0$  e  $T_c^*$  sono tabulati in funzione del periodo di ritorno, nel reticolo sismico fornito dal D.M. 14.1.2008. Da essi dipendono inoltre i valori dei parametri  $S$ ,  $T_c$ ,  $T_B$ ,  $T_D$ . Pertanto, l'unico modo esatto con cui procedere per determinare  $PGA_{CLV}$  è seguire una procedura iterativa, fondata sul periodo di ritorno  $T_R$ . Applicando il metodo di bisezione, ad ogni passo  $T_R$  viene fatto variare fra i valori ammissibili, compresi fra 1 e 2475 anni (per quanto riguarda  $T_R < 30$  anni, cfr. oltre: Osservazioni integrative); a  $T_R$  corrispondono univocamente i valori degli altri parametri, e si controlla se l'equazione  $a_0^*=a^*$  è soddisfatta: quando ciò accade, la  $a_g$  corrispondente è la  $PGA_{CLV}$  cercata. A  $PGA_{CLV}$  corrispondono il periodo di ritorno  $TR_{CLV}$  e la probabilità  $PVR_{CLV}$ .

La capacità  $PGA_{CLV}$  viene confrontata con l'accelerazione in input sismica al suolo relativa al sito in esame  $PGA_{DLV}$ , definendo il coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo, denominato 'Indicatore di Rischio Sismico' IRS in termini di PGA:

$$IRS_{PGA} = PGA_{CLV} / PGA_{DLV}$$

Si osservi che a questo punto è possibile definire l'Indicatore di Rischio Sismico anche in termini di  $TR$  ( $IRS_{TR}$ ) come rapporto tra  $TR_{CLV}$  e  $TR_{DLV}$ . Poiché il legame tra  $TR$  e  $PGA$ , pur biunivoco, non è lineare, il valore di  $IRS_{TR}$  non coincide col valore di  $IRS_{PGA}$  (però sono entrambi  $>1$  o  $<1$ , e quando uno dei due IRS vale esattamente 1.000, anche l'altro vale 1.000).

### Osservazioni integrative

- Intervallo di calcolo per  $TR$ .

Il D.M. 14.1.2008 definisce un periodo di ritorno compreso tra 30 e 2475 anni. Se dal calcolo risulta una capacità in termini di  $TR$  superiore a 2475 anni, si pone  $TR=2475$  come limite superiore. Per quanto riguarda il limite inferiore, è possibile considerare valori di  $TR$  minori di 30 anni con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIIS (Unità di Ricerca CNR-ITC): viene adottata un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard  $ag(30)$ ,  $ag(50)$  e  $ag(75)$ , effettuata con la funzione di potenza:  $ag(TR)=k \cdot TR^{\alpha}$ .

L'intervallo di calcolo di  $TR$  è quindi [1,2475].

- Definizione di PGA.

PGA può essere intesa come accelerazione di picco al suolo su roccia ( $\sigma$ : su suolo rigido), oppure come accelerazione di picco al suolo tenendo conto degli effetti di sito.

La scelta di questa opzione determina il valore di  $PGA_{DLV}$  e  $PGA_{CLV}$ : nel caso si tenga conto degli effetti di sito, la PGA su roccia viene moltiplicata per il fattore di suolo  $S$  (§3.2.3.2.1), pari al prodotto di  $S_S$  (coefficiente di amplificazione stratigrafica) per  $S_T$  (coefficiente di amplificazione topografica). Poiché il coefficiente  $S_S$  è legato ai parametri di spettro (dipende da  $a_g$  e  $F_o$ ),  $PGA_{CLV}$  conterrà  $S_S$  corrispondente al periodo  $T_{R_{CLV}}$ , che in generale sarà distinto dal valore  $S_S$  corrispondente alla domanda ( $a_g$  in input): pertanto, l'Indicatore di Rischio Sismico  $IRS_{PGA}$  può assumere valori leggermente diversi, considerando o meno gli effetti di suolo nella definizione di PGA.

Nessuna variazione corrispondente si ha invece per l'Indicatore di Rischio Sismico  $IRS_{TR}$  in termini di periodo di ritorno.

Nel caso della microzonazione sismica,  $S_S$  viene considerato invariato per i diversi stati limite, ossia per i diversi periodi di ritorno: ne consegue che  $IRS_{PGA}$  non varia considerando o meno in PGA gli effetti di sito.

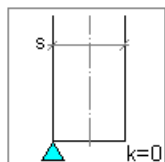
### Resistenza a compressione: posizione della cerniera di ribaltamento

L'Analisi Cinematica prescinde normalmente dai parametri di elasticità e di resistenza; è comunque possibile considerare la resistenza a compressione della muratura, al fine di stimare in modo più accurato la modalità di formazione della cerniera alla base della parete soggetta a ribaltamento. La Normativa Italiana esprime chiaramente questa possibilità in §C8A.4.2.2.

Per la posizione della cerniera di ribaltamento (=polo di rotazione della parete), è possibile utilizzare una delle convenzioni riportate nella figura seguente:

#### Resistenza a Compressione infinita

Il comportamento del corpo rigido prescinde dalla resistenza a compressione, che può considerarsi infinita (modello alla Heyman)



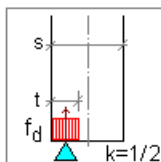
#### 1 Spigolo esterno

Prescindendo dalla resistenza a compressione, il livello di conoscenza è necessariamente LC1 (§C8A.4.2.2) e quindi  $F_c=1.35$

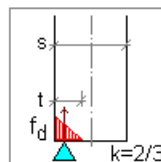
Con questa posizione del Polo, nei Dati in input, la resistenza a compressione della muratura viene ignorata (è quindi possibile non specificarne alcun valore)

#### Resistenza a Compressione finita

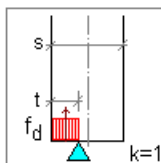
Si distinguono le seguenti ipotesi: distribuzione di pressione uniforme o lineare (triangolare), e posizione della cerniera (polo di rotazione) nel limite della zona reagente o nel baricentro delle tensioni (in corrispondenza della risultante)



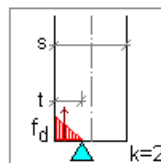
#### 2 Distribuzione uniforme, polo di rotazione nel baricentro delle tensioni



#### 4 Distribuzione lineare, polo di rotazione nel baricentro delle tensioni



#### 3 Distribuzione uniforme, polo di rotazione nel limite della zona reagente



#### 5 Distribuzione lineare, polo di rotazione nel limite della zona reagente

$$\text{Resistenza di calcolo:}$$

$$f_d = \frac{f_m}{F_c \gamma_M}$$

$$\gamma_M = 2$$

Fig. 2. Posizione della cerniera di ribaltamento

dove:

$x_c$  = arretramento della cerniera rispetto alla posizione dell'asse di rotazione. Ad esempio, nel caso di una parete sottoposta a ribaltamento semplice con asse di rotazione in corrispondenza dello spigolo esterno, l'arretramento è la distanza della cerniera dallo spigolo esterno;

$N$  = carico verticale in corrispondenza della sezione della parete dove è posizionato l'asse di rotazione;

$a$  = dimensione della linea di ribaltamento. Ad esempio, nel caso di una parete sottoposta a ribaltamento semplice 'a' è la larghezza della base della parete;

$k$  = coefficiente che assume un valore compreso fra 0 e 2 in funzione del tipo di polo di rotazione scelto.

In alternativa, è possibile definire per  $x_c$  un valore personalizzato, utile ad esempio per limitare l'arretramento stesso in casi in cui il calcolo automatico propone una posizione della cerniera troppo distante rispetto allo spigolo della parete.

### Bibliografia di riferimento

Oltre alla normativa nazionale (cfr. in particolare: Circolare n.617, 2.2.2009 §C8.A.4) e regionale, si segnalano i seguenti testi di riferimento:

[1] A. Giuffrè, *Lecture sulla meccanica delle murature storiche*, Roma, 1990.

[2] A. Giuffrè (a cura di), *Sicurezza e conservazione dei centri storici. Il caso Ortigia*, Laterza.

[3] G.Cangi, M. Caraboni, A. De Maria, *Analisi strutturale per il recupero antisismico*, DEI - Tipografia del Genio Civile, Roma, 2010.

[4] A. Borri (Direttore scientifico), C. Donà, A. De Maria (a cura di), *Manuale delle Murature Storiche*, DEI - Tipografia del Genio Civile, Roma, 2011.

### MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO ANALIZZATI

- 1) Ribaltamento facciata sud
- 2) Ribaltamento veletta facciata sud
- 3) Ribaltamento veletta con muro sottotetto facciata sud
- 4) Arco di estremità portico
- 5) Ribaltamento facciata laterale
- 6) Ribaltamento facciata laterale (piano ammezzato e piano primo)
- 7) Ribaltamento facciata laterale (piano primo)
- 8) Flessione verticale facciata laterale (cerniera secondo impalcato)

## 1) Ribaltamento facciata sud

Il cinematismo viene stabilizzato mediante ancoraggi iniettati di collegamento della facciata con il solaio di sottotetto; ancoraggi aventi interasse pari a 50 cm e caratterizzati da una forza resistente pari a 2 kN. Ad evitare il ribaltamento fuori piano della facciata contribuiscono anche i collegamenti della veletta della facciata al solaio di sottotetto aventi interasse pari a 1,2 m e caratterizzati da una forza resistente di 4,38 kN agente ad una quota media di circa 1,50 m rispetto all'estradosso del solaio stesso.

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

### 01. Ribaltamento facciata sud

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.195$

■ SLD

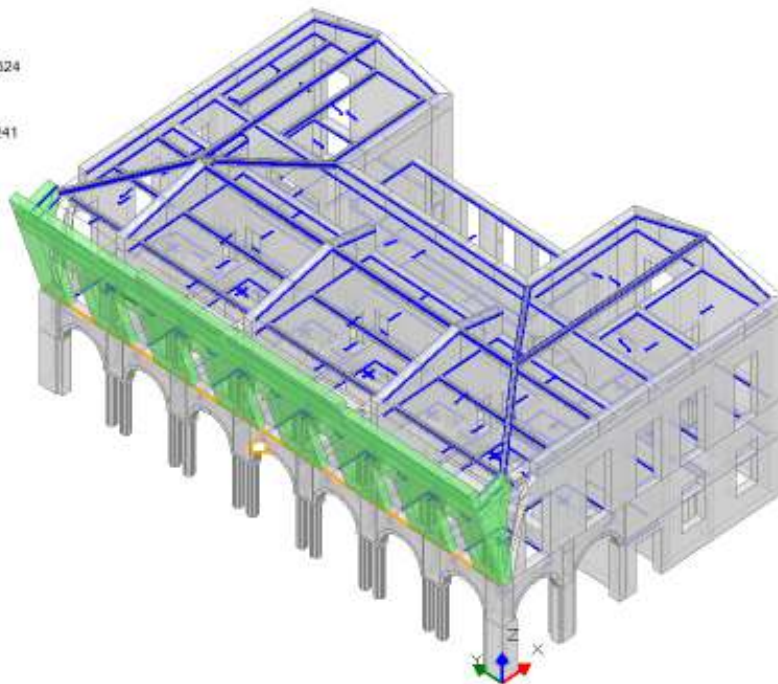
$$PGA_{CLD} / PGA_{OLD} = 0.112 / 0.074 = 1.524$$

$$TR_{CLD} / TR_{OLD} = 279 / 101 = 2.762$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{OLV} = 0.229 / 0.185 = 1.241$$

$$TR_{CLV} / TR_{OLV} = 1857 / 949 = 1.957$$



### Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m <sup>3</sup> )	(m)	(m)	(sec)			
126.551	14.400	6.410	0.370	1.333	1.350	X

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

γ = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

### Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)	Coord. punto finale (m)	Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)
0.104	33.100	6.410	0.104	0.100	6.410	0.024
						0.667
						883.48
						0.741
						33.000

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

### Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	0.351	16.569	9.607	0.00	0.00	-1298.40	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	0.620	30.310	12.100	0.00	0.00	-4.09	0.00	0.00	-1.02	0.00
3	da solaio	0.620	23.220	12.100	0.00	0.00	-7.83	0.00	0.00	-1.96	0.00
4	da solaio	0.620	14.080	12.100	0.00	0.00	-7.83	0.00	0.00	-1.96	0.00
5	da solaio	0.620	4.940	12.100	0.00	0.00	-7.83	0.00	0.00	-1.96	0.00
6	peso proprio	1.032	32.853	9.964	0.00	0.00	-67.49	0.00	0.00	0.00	0.30
7	da solaio	1.075	32.560	12.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

8	da solaio	2.162	32.560	12.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	peso proprio	1.510	32.843	12.685	0.00	0.00	-21.56	0.00	0.00	0.00	0.30
10	da solaio	1.726	32.560	13.003	0.00	0.00	-3.94	0.00	0.00	-4.11	0.00
11	peso proprio	0.353	28.488	13.810	0.00	0.00	-116.57	0.00	0.00	0.00	0.30
12	peso proprio	0.353	28.060	12.685	0.00	0.00	-40.63	0.00	0.00	0.00	0.30
13	da solaio	0.620	29.160	13.006	0.00	0.00	-3.62	0.00	0.00	-3.86	0.00
14	da solaio	0.620	26.690	13.006	0.00	0.00	-5.31	0.00	0.00	-5.66	0.00
15	peso proprio	0.343	31.548	12.685	0.00	0.00	-23.71	0.00	0.00	0.00	0.30
16	da solaio	0.620	31.354	13.006	0.00	0.00	-3.60	0.00	0.00	-3.84	0.00
17	peso proprio	0.353	23.625	12.685	0.00	0.00	-41.28	0.00	0.00	0.00	0.30
18	da solaio	0.620	23.625	13.006	0.00	0.00	-14.30	0.00	0.00	-15.23	0.00
19	peso proprio	0.353	16.600	14.110	0.00	0.00	-268.71	0.00	0.00	0.00	0.30
20	generico	0.620	16.600	13.710	114.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
21	peso proprio	0.353	14.385	12.685	0.00	0.00	-42.20	0.00	0.00	0.00	0.30
22	generico	0.620	14.385	12.210	121.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
23	da solaio	0.620	14.385	13.006	0.00	0.00	-14.62	0.00	0.00	-15.57	0.00
24	peso proprio	0.353	19.030	12.685	0.00	0.00	-43.58	0.00	0.00	0.00	0.30
25	da solaio	0.620	20.155	13.006	0.00	0.00	-7.90	0.00	0.00	-8.42	0.00
26	da solaio	0.620	17.525	13.006	0.00	0.00	-5.47	0.00	0.00	-5.83	0.00
27	peso proprio	0.353	4.712	13.810	0.00	0.00	-116.57	0.00	0.00	0.00	0.30
28	peso proprio	0.353	9.815	12.685	0.00	0.00	-42.20	0.00	0.00	0.00	0.30
29	da solaio	0.620	10.940	13.006	0.00	0.00	-7.42	0.00	0.00	-7.91	0.00
30	da solaio	0.620	8.385	13.006	0.00	0.00	-3.97	0.00	0.00	-4.23	0.00
31	peso proprio	0.343	1.642	12.685	0.00	0.00	-23.52	0.00	0.00	0.00	0.30
32	da solaio	0.620	1.838	13.006	0.00	0.00	-5.03	0.00	0.00	-5.36	0.00
33	peso proprio	0.353	5.225	12.685	0.00	0.00	-42.57	0.00	0.00	0.00	0.30
34	da solaio	0.620	5.225	13.006	0.00	0.00	-10.71	0.00	0.00	-11.41	0.00
35	peso proprio	1.036	0.352	9.959	0.00	0.00	-67.42	0.00	0.00	0.00	0.30
36	da solaio	2.162	0.640	12.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
37	da solaio	1.075	0.640	12.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
38	peso proprio	1.512	0.362	12.685	0.00	0.00	-21.51	0.00	0.00	0.00	0.30
39	da solaio	1.722	0.640	13.003	0.00	0.00	-4.35	0.00	0.00	-4.55	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

$\psi_2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi_2$

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

#### Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)		Spostamenti virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)	
	PX	PY	PZ	EX	EY	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2
1	0.00	0.00	-1298.40	-1298.40	0.00	-3.197	0.000	0.204	-264.425	4150.662
2	0.00	0.00	-4.09	-4.09	0.00	-5.690	0.000	0.472	-1.932	23.302
3	0.00	0.00	-7.83	-7.83	0.00	-5.690	0.000	0.472	-3.692	44.532
4	0.00	0.00	-7.83	-7.83	0.00	-5.690	0.000	0.472	-3.692	44.532
5	0.00	0.00	-7.83	-7.83	0.00	-5.690	0.000	0.472	-3.692	44.532
6	0.00	0.00	-67.49	-67.49	0.00	-3.554	0.000	0.885	-59.716	239.866
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-5.690	0.000	0.927	0.000	0.000
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-5.691	0.000	2.014	0.000	0.000
9	0.00	0.00	-21.56	-21.56	0.00	-6.276	0.000	1.361	-29.352	135.324
10	0.00	0.00	-3.94	-3.94	0.00	-6.594	0.000	1.578	-6.210	25.956
11	0.00	0.00	-116.57	-116.57	0.00	-7.400	0.000	0.204	-23.740	862.608
12	0.00	0.00	-40.63	-40.63	0.00	-6.275	0.000	0.204	-8.298	254.955
13	0.00	0.00	-3.62	-3.62	0.00	-6.597	0.000	0.471	-1.708	23.898
14	0.00	0.00	-5.31	-5.31	0.00	-6.597	0.000	0.471	-2.503	35.027
15	0.00	0.00	-23.71	-23.71	0.00	-6.275	0.000	0.195	-4.617	148.760
16	0.00	0.00	-3.60	-3.60	0.00	-6.597	0.000	0.471	-1.698	23.763
17	0.00	0.00	-41.28	-41.28	0.00	-6.275	0.000	0.204	-8.430	259.011
18	0.00	0.00	-14.30	-14.30	0.00	-6.597	0.000	0.471	-6.740	94.320
19	0.00	0.00	-268.71	-268.71	0.00	-7.700	0.000	0.204	-54.686	2069.090
20	114.25	0.00	0.00	0.00	0.00	-7.300	0.000	0.471	-834.052	0.000
21	0.00	0.00	-42.20	-42.20	0.00	-6.275	0.000	0.204	-8.618	264.805
22	121.20	0.00	0.00	0.00	0.00	-5.800	0.000	0.472	-702.989	0.000
23	0.00	0.00	-14.62	-14.62	0.00	-6.597	0.000	0.471	-6.890	96.430
24	0.00	0.00	-43.58	-43.58	0.00	-6.275	0.000	0.204	-8.901	273.497
25	0.00	0.00	-7.90	-7.90	0.00	-6.597	0.000	0.471	-3.724	52.119
26	0.00	0.00	-5.47	-5.47	0.00	-6.597	0.000	0.471	-2.578	36.082
27	0.00	0.00	-116.57	-116.57	0.00	-7.400	0.000	0.204	-23.740	862.608
28	0.00	0.00	-42.20	-42.20	0.00	-6.275	0.000	0.204	-8.618	264.805
29	0.00	0.00	-7.42	-7.42	0.00	-6.597	0.000	0.471	-3.498	48.954
30	0.00	0.00	-3.97	-3.97	0.00	-6.597	0.000	0.471	-1.872	26.201
31	0.00	0.00	-23.52	-23.52	0.00	-6.275	0.000	0.195	-4.579	147.601
32	0.00	0.00	-5.03	-5.03	0.00	-6.597	0.000	0.471	-2.369	33.154
33	0.00	0.00	-42.57	-42.57	0.00	-6.275	0.000	0.204	-8.694	267.123
34	0.00	0.00	-10.71	-10.71	0.00	-6.597	0.000	0.471	-5.047	70.637
35	0.00	0.00	-67.42	-67.42	0.00	-3.550	0.000	0.888	-59.894	239.326
36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-5.691	0.000	2.014	0.000	0.000
37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-5.690	0.000	0.927	0.000	0.000
38	0.00	0.00	-21.51	-21.51	0.00	-6.276	0.000	1.364	-29.342	135.011

39	0.00	0.00	-4.35	-4.35	0.00	-6.594	0.000	1.574	-6.846	28.685
----	------	------	-------	-------	------	--------	-------	-------	--------	--------

n. = numero consecutivo del carico  
 PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi^2Q$  nel sistema XYZ  
 EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico  
 $\delta X,\delta Y,\delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ  
 (angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)  
 L1 = lavoro virtuale delle forze statiche. Da (C8A.4.1):  $L1=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Yi]+\sum(1,...,o)[Fh*\delta h]$   
 L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche). Da (C8A.4.1):  $L2=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Xi]+\sum(n+1,...,n+m)[Pj*\delta Xj]$

#### Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

$\alpha 0$	$M^*$ (kgm)	$e^*$	$a0^*$ (g)
0.195	211071	0.864	0.167

$\alpha 0$  = moltiplicatore di collasso  
 $M^*$  = massa partecipante (C8A.4.3)  
 $e^*$  = frazione di massa partecipante  
 $a0^*$  = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (C8A.4.4)

#### Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta, E = 0.600$

##### SLD: Verifiche di sicurezza

$a1^*$ (g)	$a2^*$ (g)	$a^*$ (g)	PGA CLD	TR CLD	VN CLD	PGA,CLD /PGA,DLD	TR,CLD /TR,DLD
0.074	0.109	0.109	0.112	279	139	1.524	2.762

$a1^*$  = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)  
 $a2^*$  = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)  
 PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD  
 TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD  
 VN,CLD = capacità in termini di Vita Nominale per SLD  
 PGA,CLD / PGA,DLD =  $\zeta, E, SLD, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD  
 TR,CLD / TR,DLD =  $\zeta, E, SLD, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

##### SLV: Verifiche di sicurezza

$a1^*$ (g)	$a2^*$ (g)	$a^*$ (g)	PGA CLV	TR CLV	VN CLV	PGA,CLV /PGA,DLV	TR,CLV /TR,DLV
0.092	0.135	0.135	0.229	1857	98	1.241	1.957

$a1^*$  = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)  
 $a2^*$  = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)  
 PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV  
 TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV  
 VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV  
 PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV  
 TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV



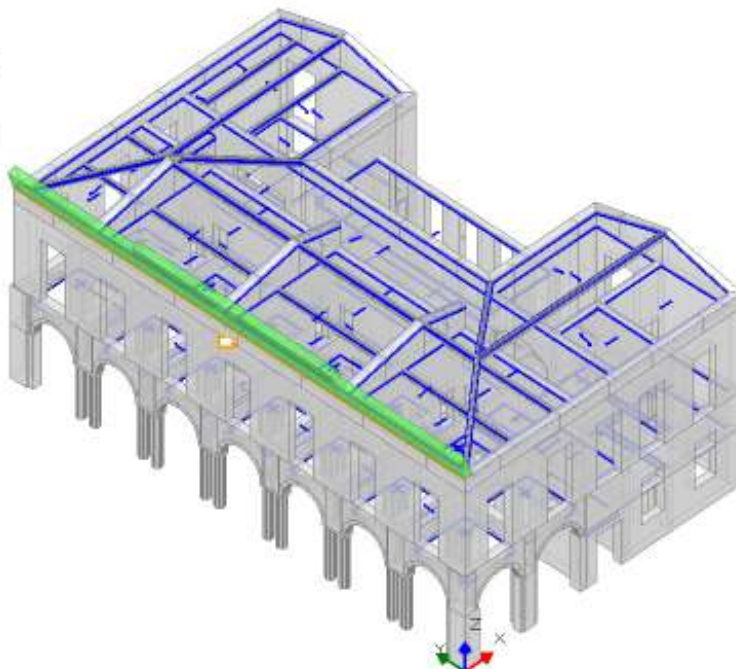
## 2) Ribaltamento veletta facciata sud

Il cinematismo viene stabilizzato mediante ancoraggi iniettati di collegamento della veletta con il solaio di sottotetto; ancoraggi aventi interasse pari a 1,2 m e caratterizzati da una forza resistente pari a 4,38 kN agente ad una quota media di circa 1,50 m rispetto all'estradosso del solaio stesso.

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

02. Ribaltamento veletta facciata sud  
Ribaltamento semplice  
 $\alpha_1 = 0.473$   
■ SLD  
 $PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.122 / 0.074 = 1.660$   
 $TR_{CLD} / TR_{DLD} = 328 / 101 = 3.228$   
■ SLV  
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.242 / 0.185 = 1.312$   
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2256 / 949 = 2.377$



### Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m <sup>3</sup> )	(m)	(m)	(sec)			
27.880	14.400	13.160	0.370	1.333	1.350	X

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

γ = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

### Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)	Coord. punto finale (m)	Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)
0.094	33.100	13.160	0.094	0.100	13.160	0.014
						0.667
						501.84
						0.741
						33.000

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

### Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	0.353	28.488	13.810	0.00	0.00	-116.57	0.00	0.00	0.00	0.30
2	peso proprio	0.353	16.600	14.110	0.00	0.00	-268.71	0.00	0.00	0.00	0.30
3	generico	0.620	16.600	13.710	114.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
4	peso proprio	0.353	4.712	13.810	0.00	0.00	-116.57	0.00	0.00	0.00	0.30

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

ψ2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ2

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi^2Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

#### Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi^2Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)		Spostamenti virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)	
	PX	PY	PZ	EX	EY	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2
1	0.00	0.00	-116.57	-116.57	0.00	-0.650	0.000	0.259	-30.155	75.784
2	0.00	0.00	-268.71	-268.71	0.00	-0.950	0.000	0.259	-69.472	255.309
3	114.25	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.550	0.000	0.526	-62.868	0.000
4	0.00	0.00	-116.57	-116.57	0.00	-0.650	0.000	0.259	-30.155	75.784

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi^2Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X,\delta Y,\delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche. Da (C8A.4.1):  $L1=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Yi]+\sum(1,...,o)[Fh*\delta h]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche). Da (C8A.4.1):  $L2=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Xi]+\sum(n+1,...,n+m)[Pj*\delta Xj]$

#### Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

$\alpha 0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.473	49488	0.967	0.363

$\alpha 0$  = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante (C8A.4.3)

e\* = frazione di massa partecipante

a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (C8A.4.4)

#### Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta,E = 0.600$

##### SLD: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLD	TR,CLD
(g)	(g)	(g)	CLD	CLD	CLD	/PGA,DLD	/TR,DLD
0.074	0.224	0.224	0.122	326	162	1.660	3.228

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD

TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD

VN,CLD = capacità in termini di Vita Nominale per SLD

PGA,CLD / PGA,DLD =  $\zeta,E,SLD,PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD =  $\zeta,E,SLD,TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

##### SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.092	0.277	0.277	0.242	2256	119	1.312	2.377

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta,E,SLV,PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta,E,SLV,TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV



### 3) Ribaltamento veletta con muro sottotetto facciata sud

Il cinematismo viene stabilizzato mediante ancoraggi iniettati di collegamento della veletta con il solaio di sottotetto; ancoraggi aventi interasse pari a 1 metro e caratterizzati da una forza resistente pari a 4,38 kN agente ad una quota media di circa 1,20 m rispetto all'estradosso del solaio stesso.

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

#### 03. Ribaltamento veletta con muro sottotetto facciata sud

Ribaltamento semplice

$\alpha_f = 0.280$

■ SLD

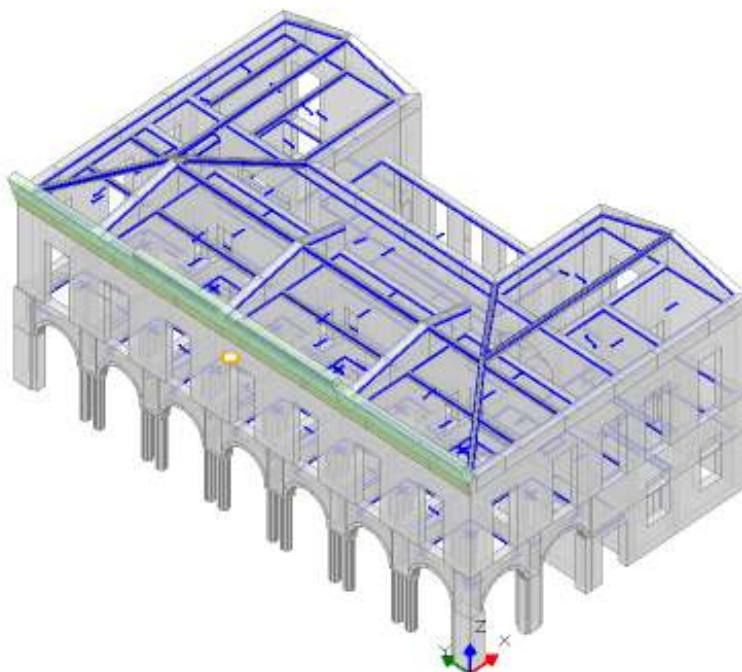
$PGA_{CLD} / PGA_{OLD} = 0.093 / 0.074 = 1.265$

$TR_{CLD} / TR_{OLD} = 172 / 101 = 1.703$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{OLV} = 0.186 / 0.185 = 1.008$

$TR_{CLV} / TR_{OLV} = 986 / 949 = 1.039$



#### Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m³)	(m)	(m)	(sec)			
44.529	14.400	12.210	0.370	1.333	1.350	X

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

γ = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

#### Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)	Coord. punto finale (m)	Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)
0.225	33.100	12.210	0.225	0.100	12.210	0.145
						0.667
						883.48
						0.123
						33.000

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

#### Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	0.353	28.488	13.810	0.00	0.00	-116.57	0.00	0.00	0.00	0.30
2	peso proprio	0.353	16.600	14.110	0.00	0.00	-268.71	0.00	0.00	0.00	0.30
3	generico	0.620	16.600	13.710	114.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
4	peso proprio	0.353	4.712	13.810	0.00	0.00	-116.57	0.00	0.00	0.00	0.30
5	peso proprio	0.343	31.548	12.685	0.00	0.00	-23.71	0.00	0.00	0.00	0.30
6	da solaio	0.620	31.354	13.006	0.00	0.00	-3.60	0.00	0.00	-3.84	0.00
7	peso proprio	0.353	28.060	12.685	0.00	0.00	-40.63	0.00	0.00	0.00	0.30
8	da solaio	0.620	29.160	13.006	0.00	0.00	-3.62	0.00	0.00	-3.86	0.00
9	da solaio	0.620	26.690	13.006	0.00	0.00	-5.31	0.00	0.00	-5.66	0.00
10	peso proprio	0.353	23.625	12.685	0.00	0.00	-41.28	0.00	0.00	0.00	0.30

11	da solaio	0.620	23.625	13.006	0.00	0.00	-14.30	0.00	0.00	-15.23	0.00
12	peso proprio	0.353	19.030	12.685	0.00	0.00	-43.58	0.00	0.00	0.00	0.30
13	da solaio	0.620	20.155	13.006	0.00	0.00	-7.90	0.00	0.00	-8.42	0.00
14	da solaio	0.620	17.525	13.006	0.00	0.00	-5.47	0.00	0.00	-5.83	0.00
15	peso proprio	0.353	14.385	12.685	0.00	0.00	-42.20	0.00	0.00	0.00	0.30
16	da solaio	0.620	14.385	13.006	0.00	0.00	-14.62	0.00	0.00	-15.57	0.00
17	peso proprio	0.343	1.642	12.685	0.00	0.00	-23.52	0.00	0.00	0.00	0.30
18	da solaio	0.620	1.838	13.006	0.00	0.00	-5.03	0.00	0.00	-5.36	0.00
19	peso proprio	0.353	9.815	12.685	0.00	0.00	-42.20	0.00	0.00	0.00	0.30
20	da solaio	0.620	10.940	13.006	0.00	0.00	-7.42	0.00	0.00	-7.91	0.00
21	da solaio	0.620	8.385	13.006	0.00	0.00	-3.97	0.00	0.00	-4.23	0.00
22	peso proprio	0.353	5.225	12.685	0.00	0.00	-42.57	0.00	0.00	0.00	0.30
23	da solaio	0.620	5.225	13.006	0.00	0.00	-10.71	0.00	0.00	-11.41	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

$\psi_2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi_2$

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

#### Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)		Spostamenti virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)	
	PX	PY	PZ	EX	EY	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2
1	0.00	0.00	-116.57	-116.57	0.00	-1.600	0.000	0.127	-14.843	186.515
2	0.00	0.00	-268.71	-268.71	0.00	-1.900	0.000	0.127	-34.175	510.565
3	114.25	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.500	0.000	0.395	-171.398	0.000
4	0.00	0.00	-116.57	-116.57	0.00	-1.600	0.000	0.127	-14.843	186.515
5	0.00	0.00	-23.71	-23.71	0.00	-0.475	0.000	0.118	-2.808	11.262
6	0.00	0.00	-3.60	-3.60	0.00	-0.797	0.000	0.395	-1.423	2.870
7	0.00	0.00	-40.63	-40.63	0.00	-0.475	0.000	0.128	-5.196	19.302
8	0.00	0.00	-3.62	-3.62	0.00	-0.797	0.000	0.395	-1.431	2.886
9	0.00	0.00	-5.31	-5.31	0.00	-0.797	0.000	0.395	-2.098	4.230
10	0.00	0.00	-41.28	-41.28	0.00	-0.475	0.000	0.128	-5.279	19.609
11	0.00	0.00	-14.30	-14.30	0.00	-0.797	0.000	0.395	-5.648	11.390
12	0.00	0.00	-43.58	-43.58	0.00	-0.475	0.000	0.128	-5.574	20.705
13	0.00	0.00	-7.90	-7.90	0.00	-0.797	0.000	0.395	-3.121	6.294
14	0.00	0.00	-5.47	-5.47	0.00	-0.797	0.000	0.395	-2.161	4.357
15	0.00	0.00	-42.20	-42.20	0.00	-0.475	0.000	0.128	-5.397	20.047
16	0.00	0.00	-14.62	-14.62	0.00	-0.797	0.000	0.395	-5.775	11.645
17	0.00	0.00	-23.52	-23.52	0.00	-0.475	0.000	0.118	-2.784	11.174
18	0.00	0.00	-5.03	-5.03	0.00	-0.797	0.000	0.395	-1.985	4.004
19	0.00	0.00	-42.20	-42.20	0.00	-0.475	0.000	0.128	-5.397	20.047
20	0.00	0.00	-7.42	-7.42	0.00	-0.797	0.000	0.395	-2.932	5.912
21	0.00	0.00	-3.97	-3.97	0.00	-0.797	0.000	0.395	-1.569	3.164
22	0.00	0.00	-42.57	-42.57	0.00	-0.475	0.000	0.128	-5.444	20.223
23	0.00	0.00	-10.71	-10.71	0.00	-0.797	0.000	0.395	-4.230	8.530

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi_2*Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X,\delta Y,\delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche. Da (C8A.4.1):  $L1=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Yi]+\sum(1,...,o)[Fh*\delta h]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche). Da (C8A.4.1):  $L2=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Xi]+\sum(n+1,...,n+m)[Pj*\delta Xj]$

#### Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

$\alpha_0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.280	71996	0.799	0.259

$\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante (C8A.4.3)

e\* = frazione di massa partecipante

a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (C8A.4.4)

#### Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta, E = 0.600$

##### SLD: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLD	TR,CLD
(g)	(g)	(g)	CLD	CLD	CLD	/PGA,DLD	/TR,DLD
0.074	0.208	0.208	0.093	172	86	1.265	1.703

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD

TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD

$VN,CLD$  = capacità in termini di Vita Nominale per SLD  
 $PGA,CLD / PGA,DLD = \zeta,E,SLD,PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD  
 $TR,CLD / TR,DLD = \zeta,E,SLD,TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

**SLV: Verifiche di sicurezza**

$a1^*$	$a2^*$	$a^*$	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.092	0.257	0.257	0.186	986	52	1.008	1.039

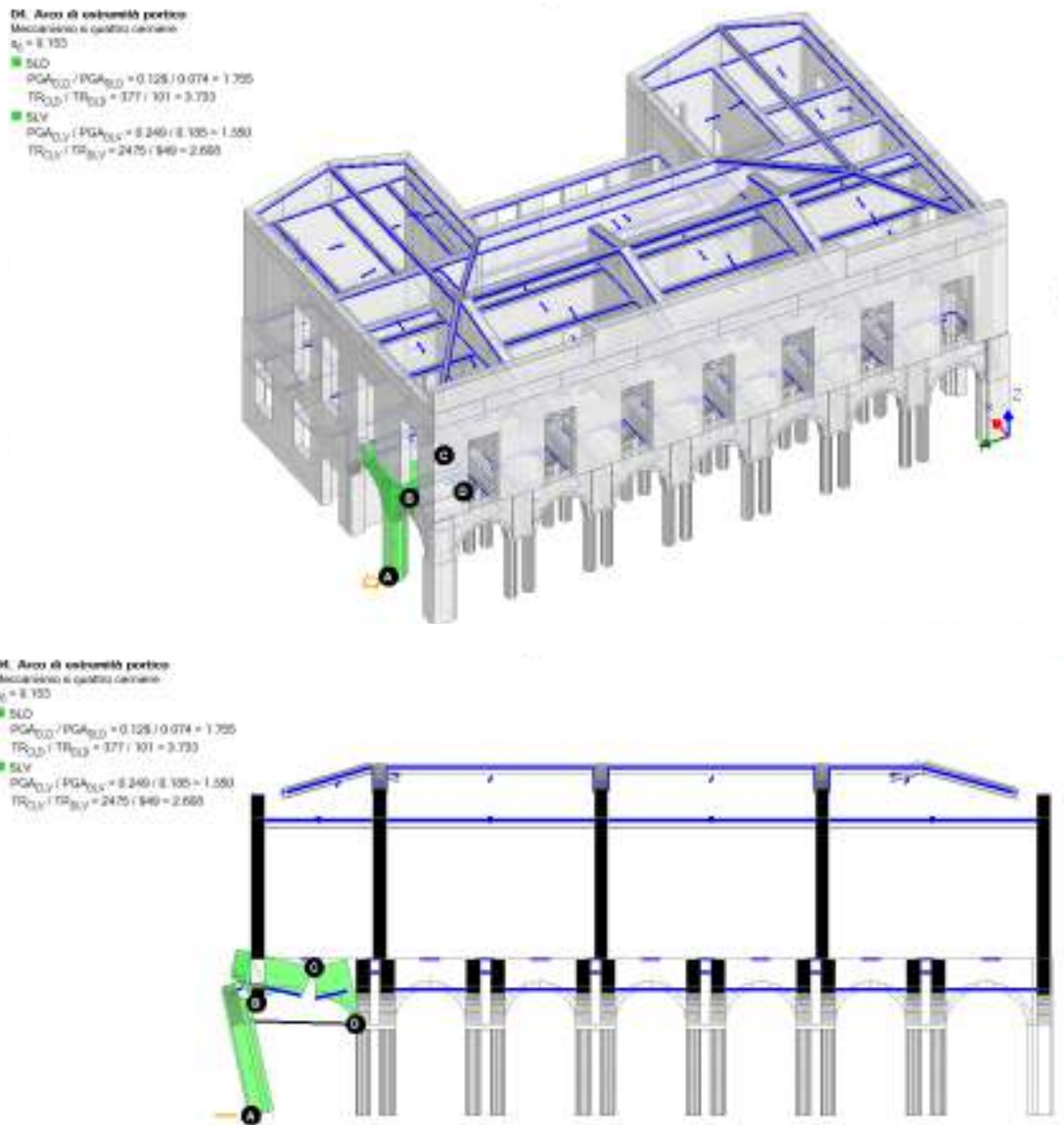
$a1^*$  = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)  
 $a2^*$  = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)  
 $PGA,CLV$  = capacità in termini di PGA per SLV  
 $TR,CLV$  = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV  
 $VN,CLV$  = capacità in termini di Vita Nominale per SLV  
 $PGA,CLV / PGA,DLV = \zeta,E,SLV,PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV  
 $TR,CLV / TR,DLV = \zeta,E,SLV,TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

#### 4) Arco di estremità portico

Il Cinematismo viene stabilizzato mediante predisposizione di catena in acciaio di sezione pari a mm. 15x50h.

Meccanismo a quattro cerniere

Il cinematismo presenta quattro assi di rotazione paralleli



#### Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m <sup>3</sup> )	(m)	(m)	(sec)			
13.466	14.400	0.000	0.370	1.333	1.350	X

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo  
H = altezza della struttura rispetto alla fondazione  
Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura  
T1 = primo periodo di vibrazione  
γ = Coefficiente di partecipazione modale  
FC = fattore di confidenza  
SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

#### Assi di rotazione

n.	Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
	X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	(m)
1	5.419	33.100	0.000	4.219	33.100	0.000					

2	5.419	31.892	4.466	4.219	31.892	4.466						
3	5.419	29.892	6.410	4.219	29.892	6.410						
4	5.419	28.775	3.750	4.219	28.775	3.750						

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

#### Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	4.819	32.733	1.875	0.00	0.00	-68.09	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da catena	4.819	32.160	3.750	0.00	-30.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
3	da solaio	4.319	32.560	5.160	0.00	2.78	-2.05	0.00	0.77	-0.56	0.30
4	da solaio	4.419	32.460	5.160	2.78	0.00	-2.05	0.77	0.00	-0.56	0.30
5	da solaio	4.469	32.360	5.160	0.00	1.39	-1.03	0.00	0.38	-0.28	0.30
6	da solaio	5.319	32.560	5.160	0.00	2.95	-2.11	0.00	0.81	-0.58	0.30
7	da solaio	5.219	32.460	5.160	-2.95	0.00	-2.11	-0.81	0.00	-0.58	0.30
8	da solaio	5.169	32.360	5.160	0.00	1.48	-1.05	0.00	0.41	-0.29	0.30
9	peso proprio	4.819	32.158	4.215	0.00	0.00	-2.16	0.00	0.00	0.00	0.30
10	peso proprio	4.819	32.319	4.441	0.00	0.00	-1.30	0.00	0.00	0.00	0.30
11	peso proprio	4.819	32.289	3.813	0.00	0.00	-0.37	0.00	0.00	0.00	0.30
12	peso proprio	5.289	32.830	3.802	0.00	0.00	-0.28	0.00	0.00	0.00	0.30
13	peso proprio	4.822	31.328	5.738	0.00	0.00	-33.58	0.00	0.00	0.00	0.30
14	da solaio	4.519	32.260	5.160	2.78	0.00	-2.05	0.77	0.00	-0.56	0.30
15	da solaio	4.519	31.150	5.160	28.10	0.00	-20.73	7.73	0.00	-5.71	0.30
16	da solaio	5.119	32.260	5.160	-2.95	0.00	-2.11	-0.81	0.00	-0.58	0.30
17	da solaio	5.119	31.150	5.160	-29.84	0.00	-21.27	-8.21	0.00	-5.85	0.30
18	peso proprio	4.822	31.760	4.807	0.00	0.00	-2.16	0.00	0.00	0.00	0.30
19	peso proprio	4.819	31.167	5.202	0.00	0.00	-2.16	0.00	0.00	0.00	0.30
20	peso proprio	4.819	30.468	5.341	0.00	0.00	-2.16	0.00	0.00	0.00	0.30
21	peso proprio	4.822	29.146	5.613	0.00	0.00	-23.20	0.00	0.00	0.00	0.30
22	da solaio	4.519	29.457	5.160	18.99	0.00	-14.01	5.22	0.00	-3.86	0.30
23	da solaio	5.119	29.457	5.160	-20.16	0.00	-14.37	-5.55	0.00	-3.95	0.30
24	peso proprio	4.819	29.768	5.202	0.00	0.00	-2.16	0.00	0.00	0.00	0.30
25	peso proprio	4.822	29.175	4.807	0.00	0.00	-2.16	0.00	0.00	0.00	0.30
26	peso proprio	4.819	28.777	4.215	0.00	0.00	-2.16	0.00	0.00	0.00	0.30
27	peso proprio	4.823	32.810	4.416	0.00	0.00	-15.87	0.00	0.00	0.00	0.30
28	peso proprio	4.823	32.751	5.726	0.00	0.00	-16.30	0.00	0.00	0.00	0.30
29	generico	4.819	32.740	6.410	0.00	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.00	0.30
30	peso proprio	5.400	32.869	4.770	0.00	0.00	-3.35	0.00	0.00	0.00	0.30
31	peso proprio	4.250	32.870	4.776	0.00	0.00	-3.10	0.00	0.00	0.00	0.30
32	peso proprio	6.222	32.828	5.838	0.00	0.00	-24.84	0.00	0.00	0.00	0.30
33	da solaio	6.435	32.560	5.160	0.00	30.02	-21.40	0.00	8.26	-5.89	0.30
34	peso proprio	3.445	32.828	5.839	0.00	0.00	-24.07	0.00	0.00	0.00	0.30
35	da solaio	3.235	32.560	5.160	0.00	27.36	-20.18	0.00	7.53	-5.55	0.30
36	peso proprio	5.405	32.830	4.195	0.00	0.00	-1.94	0.00	0.00	0.00	0.30
37	peso proprio	5.786	32.833	4.796	0.00	0.00	-1.94	0.00	0.00	0.00	0.30
38	peso proprio	4.256	32.830	4.163	0.00	0.00	-1.94	0.00	0.00	0.00	0.30
39	peso proprio	3.901	32.833	4.777	0.00	0.00	-1.94	0.00	0.00	0.00	0.30
40	peso proprio	2.634	32.830	5.340	0.00	0.00	-1.94	0.00	0.00	0.00	0.30
41	generico	2.304	32.560	5.190	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
42	peso proprio	7.069	32.830	5.340	0.00	0.00	-1.94	0.00	0.00	0.00	0.30
43	peso proprio	4.350	32.830	3.784	0.00	0.00	-0.18	0.00	0.00	0.00	0.30
44	peso proprio	4.819	28.646	3.813	0.00	0.00	-0.37	0.00	0.00	0.00	0.30
45	da catena	4.819	28.775	3.750	0.00	30.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
46	peso proprio	3.327	32.830	5.193	0.00	0.00	-1.94	0.00	0.00	0.00	0.30
47	peso proprio	6.372	32.830	5.199	0.00	0.00	-1.94	0.00	0.00	0.00	0.30

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

ψ2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ2

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

#### Catene

Dati:

n.	a	d	f <sub>yd</sub>	Piastre(mm)	Muro iniz.: s in mm., tensioni in N/mm <sup>2</sup>	Muro fin.: s in mm., tensioni in N/mm <sup>2</sup>
2	750	31	200	200 200	20 1040 2.400 0.060 0.000 0.060 0.889 0.022	600 2.400 0.060 0.000 0.060 0.889 0.022
45	750	31	200	200 200	20 1040 2.400 0.060 0.000 0.060 0.889 0.022	600 2.400 0.060 0.000 0.060 0.889 0.022

Trazioni (kN):

n.	Snervamento	Punzonamento	Penetrazione	Flessione	Valore di calcolo
2	149.981	35.556	35.556	106.667	30.000
45	149.981	35.556	35.556	106.667	30.000

Dati:

n. = numero del carico corrispondente alla catena

a, d: sezione, diametro; fyd: tensione di snervamento

Piastre di ancoraggio: a = dim.verticale, b = dim.orizzontale, s = spessore

Muro (iniziale/finale): spessore; resistenza media a compressione fm, resistenza a taglio puro  $\tau_0$ ,

tensione di compressione verticale all'altezza dell'ancoraggio  $\sigma_N$ , resistenza media a taglio  $\tau$ ,

resistenza di progetto a compressione fd, resistenza di progetto a taglio fvd

Trazioni: snervamento tirante, punzonamento muratura nelle zone di ancoraggio,

penetrazione dovuta ad eccesso di pressione di contatto, flessione capochiave, trazione considerata nel calcolo

#### Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi^2 Q$ (kN)			Forza inerziale (kN)		Spostamenti virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)	
	PX	PY	PZ	EX	EY	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2
1	0.00	0.00	-68.09	0.00	68.09	0.000	1.875	0.366	-24.932	127.689
2	0.00	-30.00	0.00	0.00	0.00	0.000	3.750	0.938	-112.514	0.000
3	0.00	3.01	-2.22	0.00	2.22	0.000	5.160	0.537	14.347	11.466
4	3.01	0.00	-2.22	0.00	2.22	0.000	5.160	0.637	-1.416	11.467
5	0.00	1.51	-1.11	0.00	1.11	0.000	5.160	0.737	6.952	5.733
6	0.00	3.20	-2.28	0.00	2.28	0.000	5.160	0.537	15.278	11.764
7	-3.20	0.00	-2.28	0.00	2.28	0.000	5.160	0.637	-1.453	11.764
8	0.00	1.60	-1.14	0.00	1.14	0.000	5.160	0.737	7.411	5.882
9	0.00	0.00	-2.16	0.00	2.16	0.000	4.215	0.940	-2.033	9.121
10	0.00	0.00	-1.30	0.00	1.30	0.000	4.441	0.779	-1.013	5.775
11	0.00	0.00	-0.37	0.00	0.37	0.000	3.814	0.809	-0.301	1.419
12	0.00	0.00	-0.28	0.00	0.28	0.000	3.802	0.268	-0.074	1.050
13	0.00	0.00	-33.58	0.00	33.58	0.000	3.075	0.587	-19.702	103.268
14	3.01	0.00	-2.22	0.00	2.22	0.000	3.707	1.607	-3.571	8.237
15	30.42	0.00	-22.44	0.00	22.44	0.000	3.707	0.393	-8.815	83.211
16	-3.20	0.00	-2.28	0.00	2.28	0.000	3.707	1.607	-3.663	8.450
17	-32.30	0.00	-23.03	0.00	23.03	0.000	3.707	0.393	-9.043	85.369
18	0.00	0.00	-2.16	0.00	2.16	0.000	4.094	1.061	-2.296	8.858
19	0.00	0.00	-2.16	0.00	2.16	0.000	3.662	0.411	-0.890	7.923
20	0.00	0.00	-2.16	0.00	2.16	0.000	3.510	-0.354	0.765	7.592
21	0.00	0.00	-23.20	0.00	23.20	0.000	1.640	-0.328	7.600	38.045
22	20.55	0.00	-15.16	0.00	15.16	0.000	1.241	-0.601	9.117	18.815
23	-21.83	0.00	-15.56	0.00	15.56	0.000	1.241	-0.601	9.353	19.303
24	0.00	0.00	-2.16	0.00	2.16	0.000	1.278	-0.875	1.893	2.764
25	0.00	0.00	-2.16	0.00	2.16	0.000	0.930	-0.352	0.762	2.012
26	0.00	0.00	-2.16	0.00	2.16	0.000	0.409	-0.002	0.004	0.885
27	0.00	0.00	-15.87	0.00	15.87	0.000	4.416	0.288	-4.566	70.098
28	0.00	0.00	-16.30	0.00	16.30	0.000	3.087	2.143	-34.944	50.329
29	0.00	0.00	-20.00	0.00	20.00	0.000	2.339	2.131	-42.626	46.783
30	0.00	0.00	-3.35	0.00	3.35	0.000	4.770	0.229	-0.766	15.979
31	0.00	0.00	-3.10	0.00	3.10	0.000	4.776	0.228	-0.707	14.819
32	0.00	0.00	-24.84	0.00	24.84	0.000	2.965	2.228	-55.337	73.657
33	0.00	32.50	-23.17	0.00	23.17	0.000	3.707	1.935	75.630	85.863
34	0.00	0.00	-24.07	0.00	24.07	0.000	2.964	2.228	-53.616	71.325
35	0.00	29.61	-21.85	0.00	21.85	0.000	3.707	1.935	67.488	80.987
36	0.00	0.00	-1.94	0.00	1.94	0.000	4.196	0.268	-0.520	8.151
37	0.00	0.00	-1.94	0.00	1.94	0.000	4.796	0.265	-0.515	9.317
38	0.00	0.00	-1.94	0.00	1.94	0.000	4.164	0.268	-0.519	8.069
39	0.00	0.00	-1.94	0.00	1.94	0.000	4.777	0.265	-0.513	9.259
40	0.00	0.00	-1.94	0.00	1.94	0.000	3.510	2.230	-4.325	6.805
41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	3.673	1.935	0.000	0.000
42	0.00	0.00	-1.94	0.00	1.94	0.000	3.509	2.230	-4.332	6.816
43	0.00	0.00	-0.18	0.00	0.18	0.000	3.784	0.268	-0.048	0.672
44	0.00	0.00	-0.37	0.00	0.37	0.000	0.056	0.113	-0.042	0.021
45	0.00	30.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
46	0.00	0.00	-1.94	0.00	1.94	0.000	5.193	0.267	-0.518	10.064
47	0.00	0.00	-1.94	0.00	1.94	0.000	5.199	0.267	-0.519	10.099

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi^2 Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X, \delta Y, \delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione n°1 pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche. Da (C8A.4.1):  $L1 = \sum_{i=1}^n [P_i \delta Y_i] + \sum_{j=1}^m [F_j \delta h_j]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche). Da (C8A.4.1):  $L2 = \sum_{i=1}^n [P_i \delta X_i] + \sum_{j=1}^m [P_j \delta X_j]$

#### Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

$\alpha_0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.153	36166	0.881	0.128

-----  
 $\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso  
 $M^*$  = massa partecipante (C8A.4.3)  
 $e^*$  = frazione di massa partecipante  
 $a_0^*$  = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (C8A.4.4)

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di  $\zeta, E = 0.600$

**SLD: Verifiche di sicurezza**

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLD	TR,CLD
(g)	(g)	(g)	CLD	CLD	CLD	/PGA,DLD	/TR,DLD
0.074	0.000	0.074	0.129	377	187	1.755	3.733

-----  
 $a_1^*$  = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)  
 $a_2^*$  = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)  
PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD  
TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD  
VN,CLD = capacità in termini di Vita Nominale per SLD  
PGA,CLD / PGA,DLD =  $\zeta, E, SLD, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD  
TR,CLD / TR,DLD =  $\zeta, E, SLD, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

**SLV: Verifiche di sicurezza**

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.092	0.000	0.092	0.249	2475	130	1.350	2.608

-----  
 $a_1^*$  = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)  
 $a_2^*$  = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)  
PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV  
TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV  
VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV  
PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV  
TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV



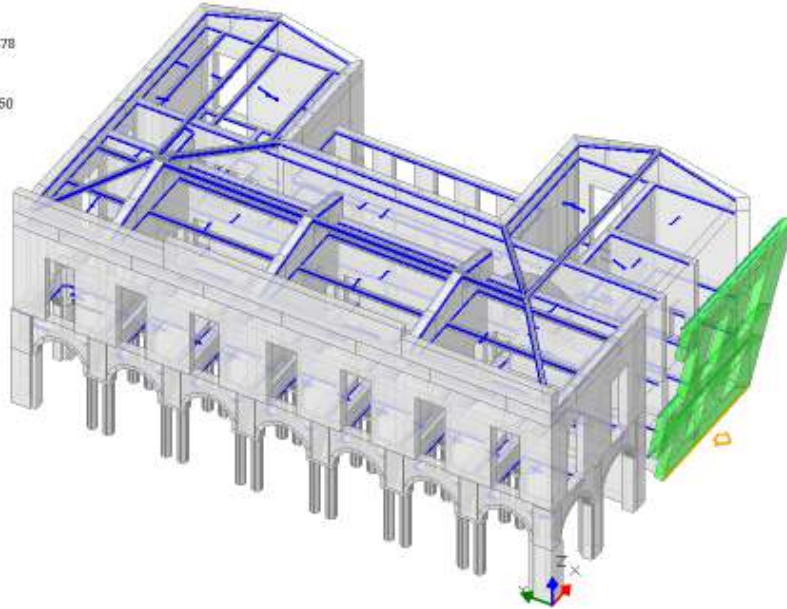
## 5) Ribaltamento facciata laterale

Il cinematismo viene stabilizzato mediante ancoraggi iniettati di collegamento della facciata con i 3 solai (primo solaio tra piano terra e piano ammezzato, secondo solaio tra piano ammezzato e piano primo e solaio di sottotetto); ancoraggi aventi interasse pari a 50 cm e caratterizzati da una forza resistente pari a 2 kN.

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

05. Ribaltamento facciata laterale  
Ribaltamento semplice  
 $\alpha_0 = 0.138$   
■ SLD  
 $PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.138 / 0.074 = 1.878$   
 $TR_{CLD} / TR_{DLD} = 445 / 101 = 4.406$   
■ SLV  
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.248 / 0.185 = 1.350$   
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$



### Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m³)	(m)	(m)	(sec)			
54.528	14.400	0.000	0.370	1.333	1.350	X

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

γ = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

### Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)	Coord. punto finale (m)	Arretr.	K	N	fd	a
X   Y   Z	X   Y   Z	(m)		(kN)	(N/mm²)	(m)
11.762   0.100   0.000	20.845   0.100   0.000	0.000	0.667	0.00	0.741	9.083

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

### Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	15.927	0.369	1.855	0.00	0.00	-285.54	0.00	0.00	0.00	0.30
2	generico	15.300	0.640	3.950	0.00	27.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
3	da solaio	14.096	0.640	3.750	0.00	0.00	-22.11	0.00	0.00	-20.28	0.30
4	da solaio	18.086	0.640	3.750	0.00	0.00	-34.17	0.00	0.00	-31.35	0.30
5	da solaio	11.051	0.640	2.950	0.00	-25.28	-17.59	0.00	-7.66	-5.33	0.30
6	peso proprio	15.179	0.371	5.284	0.00	0.00	-224.31	0.00	0.00	0.00	0.30
7	generico	15.300	0.640	6.410	0.00	41.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
8	da solaio	14.096	0.640	6.210	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
9	da solaio	18.146	0.640	6.210	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
10	da solaio	11.051	0.640	6.210	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
11	peso proprio	15.862	0.370	9.746	0.00	0.00	-373.62	0.00	0.00	0.00	0.30
12	generico	15.300	0.640	12.210	0.00	41.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
13	da solaio	11.051	0.640	12.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	da solaio	18.111	0.640	12.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



15	da solaio	14.041	0.640	12.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	peso proprio	10.391	0.373	12.685	0.00	0.00	-8.29	0.00	0.00	0.00	0.30
17	da solaio	10.391	0.640	13.003	0.00	0.00	-2.03	0.00	0.00	-2.12	0.00
18	peso proprio	12.458	0.373	12.685	0.00	0.00	-29.88	0.00	0.00	0.00	0.30
19	da solaio	12.458	0.640	13.003	0.00	0.00	-7.33	0.00	0.00	-7.66	0.00
20	peso proprio	16.006	0.373	12.685	0.00	0.00	-35.64	0.00	0.00	0.00	0.30
21	da solaio	16.006	0.640	13.003	0.00	0.00	-8.74	0.00	0.00	-9.14	0.00
22	peso proprio	19.251	0.365	12.685	0.00	0.00	-24.23	0.00	0.00	0.00	0.30
23	da solaio	19.132	0.640	13.003	0.00	0.00	-5.42	0.00	0.00	-5.67	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

$\psi_2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi_2$

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

#### Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi_2Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)		Spostamenti virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)	
	PX	PY	PZ	EX	EY	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2
1	0.00	0.00	-285.54	0.00	-285.54	0.000	-1.856	0.160	-45.613	529.831
2	0.00	27.95	0.00	0.00	0.00	0.000	-3.950	0.429	-110.409	0.000
3	0.00	0.00	-28.20	0.00	-28.20	0.000	-3.750	0.430	-12.111	105.743
4	0.00	0.00	-43.58	0.00	-43.58	0.000	-3.750	0.430	-18.717	163.423
5	0.00	-27.57	-19.19	0.00	-19.19	0.000	-2.950	0.430	73.100	56.602
6	0.00	0.00	-224.31	0.00	-224.31	0.000	-5.284	0.159	-35.737	1185.354
7	0.00	41.55	0.00	0.00	0.00	0.000	-6.410	0.428	-266.344	0.000
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-6.210	0.428	0.000	0.000
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-6.210	0.428	0.000	0.000
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-6.210	0.428	0.000	0.000
11	0.00	0.00	-373.62	0.00	-373.62	0.000	-9.747	0.156	-58.309	3641.533
12	0.00	41.55	0.00	0.00	0.00	0.000	-12.210	0.425	-507.334	0.000
13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-12.100	0.425	0.000	0.000
14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-12.100	0.425	0.000	0.000
15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-12.100	0.425	0.000	0.000
16	0.00	0.00	-8.29	0.00	-8.29	0.000	-12.685	0.158	-1.307	105.128
17	0.00	0.00	-2.03	0.00	-2.03	0.000	-13.004	0.425	-0.864	26.437
18	0.00	0.00	-29.88	0.00	-29.88	0.000	-12.685	0.158	-4.713	378.996
19	0.00	0.00	-7.33	0.00	-7.33	0.000	-13.004	0.425	-3.114	95.307
20	0.00	0.00	-35.64	0.00	-35.64	0.000	-12.685	0.158	-5.623	452.121
21	0.00	0.00	-8.74	0.00	-8.74	0.000	-13.004	0.425	-3.715	113.696
22	0.00	0.00	-24.23	0.00	-24.23	0.000	-12.685	0.150	-3.630	307.405
23	0.00	0.00	-5.42	0.00	-5.42	0.000	-13.004	0.425	-2.304	70.517

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi_2*Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X,\delta Y,\delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche. Da (C8A.4.1):  $L1=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Yi]+\sum(1,...,o)[Fh*\delta h]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche). Da (C8A.4.1):  $L2=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Xi]+\sum(n+1,...,n+m)[Pj*\delta Xj]$

#### Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

$\alpha_0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.139	83767	0.750	0.138

$\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante (C8A.4.3)

e\* = frazione di massa partecipante

a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (C8A.4.4)

#### Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta, E = 0.600$

##### SLD: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLD	TR,CLD
(g)	(g)	(g)	CLD	CLD	CLD	/PGA,DLD	/TR,DLD
0.074	0.000	0.074	0.138	445	221	1.878	4.406

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD

TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD

VN,CLD = capacità in termini di Vita Nominale per SLD

PGA,CLD / PGA,DLD =  $\zeta, E, SLD, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD =  $\zeta, E, SLD, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

# SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.092	0.000	0.092	0.249	2475	130	1.350	2.608

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta,E,SLV,PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta,E,SLV,TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

## 6) Ribaltamento facciata laterale (piano ammezzato e piano primo)

Il cinematismo viene stabilizzato mediante ancoraggi iniettati di collegamento della facciata con il secondo solaio tra piano ammezzato e piano primo e con solaio di sottotetto; ancoraggi aventi interasse pari a 50 cm e caratterizzati da una forza resistente pari a 2 kN.

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

### 06. Ribaltamento facciata laterale (piano ammezzato e piano primo)

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.170$

■ SLD

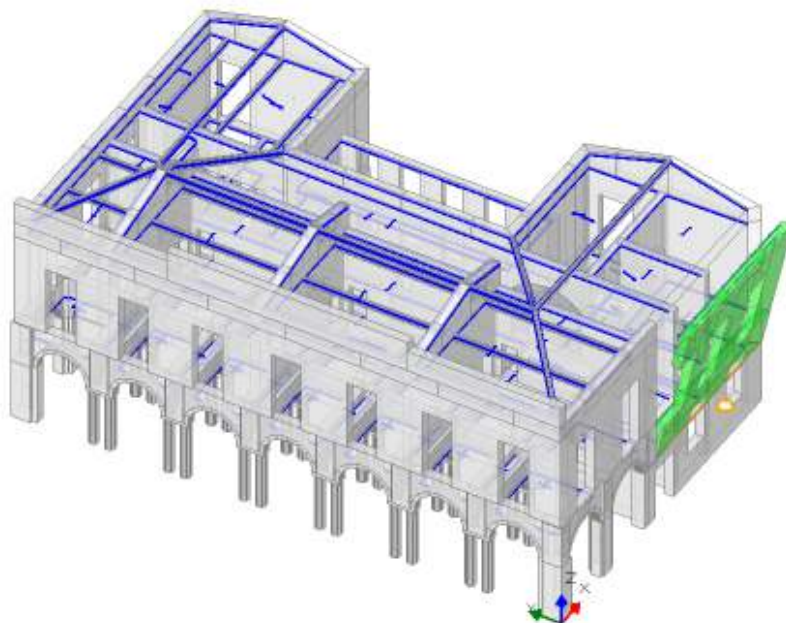
$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.162 / 0.074 = 2.204$

$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 673 / 101 = 6.663$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.248 / 0.185 = 1.350$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$



### Dati generali

V (m^3)	H (m)	Z (m)	T1 (sec)	γ	FC	SLD
38.665	14.400	3.950	0.370	1.333	1.350	X

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

γ = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

### Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm^2)	(m)
9.942	0.100	3.950	20.845	0.100	3.950	0.000	0.667	0.00	0.741	10.902

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

### Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	15.179	0.371	5.284	0.00	0.00	-224.31	0.00	0.00	0.00	0.30
2	generico	15.300	0.640	3.950	0.00	27.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
3	generico	15.300	0.640	6.410	0.00	41.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
4	da solaio	14.096	0.640	6.210	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
5	da solaio	18.146	0.640	6.210	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
6	da solaio	11.051	0.640	6.210	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
7	peso proprio	15.862	0.370	9.746	0.00	0.00	-373.62	0.00	0.00	0.00	0.30
8	da solaio	11.051	0.640	12.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	da solaio	18.111	0.640	12.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	da solaio	14.041	0.640	12.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	peso proprio	10.391	0.373	12.685	0.00	0.00	-8.29	0.00	0.00	0.00	0.30
12	da solaio	10.391	0.640	13.003	0.00	0.00	-2.03	0.00	0.00	-2.12	0.00
13	peso proprio	12.458	0.373	12.685	0.00	0.00	-29.88	0.00	0.00	0.00	0.30

14	da solaio	12.458	0.640	13.003	0.00	0.00	-7.33	0.00	0.00	-7.66	0.00
15	peso proprio	16.006	0.373	12.685	0.00	0.00	-35.64	0.00	0.00	0.00	0.30
16	generico	15.300	0.640	12.210	0.00	41.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
17	da solaio	16.006	0.640	13.003	0.00	0.00	-8.74	0.00	0.00	-9.14	0.00
18	peso proprio	19.251	0.365	12.685	0.00	0.00	-24.23	0.00	0.00	0.00	0.30
19	da solaio	19.132	0.640	13.003	0.00	0.00	-5.42	0.00	0.00	-5.67	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

$\psi_2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi_2$

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

#### Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi_2Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)		Spostamenti virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)	
	PX	PY	PZ	EX	EY	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2
1	0.00	0.00	-224.31	0.00	-224.31	0.000	-1.334	0.211	-47.218	299.331
2	0.00	27.95	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.481	-0.007	0.000
3	0.00	41.55	0.00	0.00	0.00	0.000	-2.460	0.479	-102.223	0.000
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-2.260	0.479	0.000	0.000
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-2.260	0.479	0.000	0.000
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-2.260	0.479	0.000	0.000
7	0.00	0.00	-373.62	0.00	-373.62	0.000	-5.797	0.207	-77.432	2165.735
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-8.150	0.477	0.000	0.000
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-8.150	0.477	0.000	0.000
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-8.150	0.477	0.000	0.000
11	0.00	0.00	-8.29	0.00	-8.29	0.000	-8.735	0.209	-1.732	72.392
12	0.00	0.00	-2.03	0.00	-2.03	0.000	-9.054	0.476	-0.968	18.406
13	0.00	0.00	-29.88	0.00	-29.88	0.000	-8.735	0.209	-6.242	260.982
14	0.00	0.00	-7.33	0.00	-7.33	0.000	-9.054	0.476	-3.489	66.357
15	0.00	0.00	-35.64	0.00	-35.64	0.000	-8.735	0.209	-7.447	311.336
16	0.00	41.55	0.00	0.00	0.00	0.000	-8.260	0.476	-343.213	0.000
17	0.00	0.00	-8.74	0.00	-8.74	0.000	-9.054	0.476	-4.163	79.160
18	0.00	0.00	-24.23	0.00	-24.23	0.000	-8.735	0.201	-4.870	211.683
19	0.00	0.00	-5.42	0.00	-5.42	0.000	-9.054	0.476	-2.582	49.097

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi_2*Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X,\delta Y,\delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche. Da (C8A.4.1):  $L1=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Yi]+\sum(1,...,o)[Fh*\delta h]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche). Da (C8A.4.1):  $L2=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Xi]+\sum(n+1,...,n+m)[Pj*\delta Xj]$

#### Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

$\alpha_0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.170	56965	0.776	0.162

$\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante (C8A.4.3)

e\* = frazione di massa partecipante

a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (C8A.4.4)

#### Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta,E = 0.600$

##### SLD: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLD	TR,CLD
(g)	(g)	(g)	CLD	CLD	CLD	/PGA,DLD	/TR,DLD
0.074	0.067	0.074	0.162	673	335	2.204	6.663

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD

TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD

VN,CLD = capacità in termini di Vita Nominale per SLD

PGA,CLD / PGA,DLD =  $\zeta,E,SLD,PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD =  $\zeta,E,SLD,TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

##### SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.092	0.083	0.092	0.249	2475	130	1.350	2.608

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

$a_2^*$  = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)  
 PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV  
 TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV  
 VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV  
 PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV  
 TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

## 7) Ribaltamento facciata laterale (piano primo)

Il cinematisma viene stabilizzato mediante ancoraggi iniettati di collegamento della facciata con il secondo solaio tra piano ammezzato e piano primo e con solaio di sottotetto; ancoraggi aventi interasse pari a 50 cm e caratterizzati da una forza resistente pari a 2 kN.

Ribaltamento semplice

Il cinematisma presenta un asse di rotazione

### 07. Ribaltamento facciata laterale (piano primo)

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.178$

■ SLD

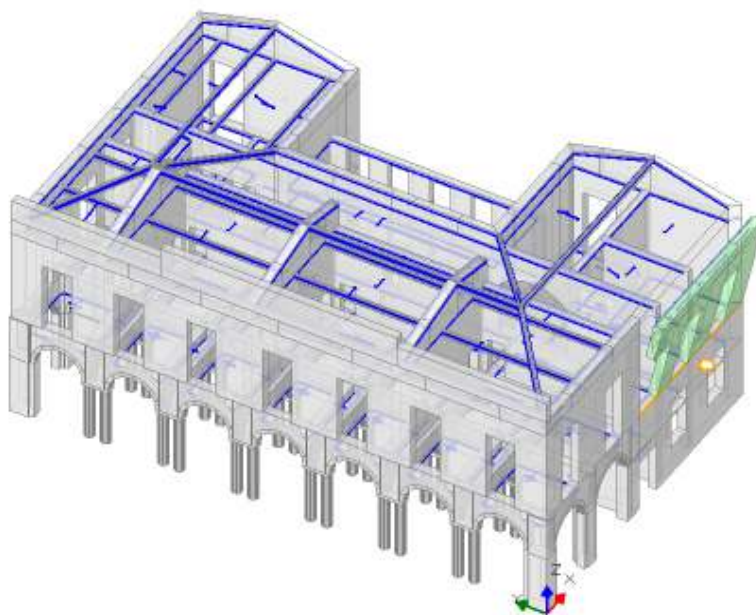
$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.099 / 0.074 = 1.347$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 198 / 101 = 1.960$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.198 / 0.185 = 1.073$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 1177 / 949 = 1.240$



### Dati generali

V	H	Z	T1	$\gamma$	FC	SLD
(m <sup>3</sup> )	(m)	(m)	(sec)			
26.203	14.400	6.410	0.370	1.333	1.350	X

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

$\gamma$  = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

### Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)	Coord. punto finale (m)	Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)
9.942	0.100	6.410	20.795	0.100	6.410	0.000
						0.667
						0.00
						0.741
						10.852

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

### Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	15.862	0.370	9.746	0.00	0.00	-373.62	0.00	0.00	0.00	0.30
2	generico	15.300	0.640	6.410	0.00	41.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
3	da solaio	11.051	0.640	12.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	da solaio	18.111	0.640	12.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	da solaio	14.041	0.640	12.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

6	peso proprio	10.391	0.373	12.685	0.00	0.00	-8.29	0.00	0.00	0.00	0.30
7	da solaio	10.391	0.640	13.003	0.00	0.00	-2.03	0.00	0.00	-2.12	0.00
8	peso proprio	12.458	0.373	12.685	0.00	0.00	-29.88	0.00	0.00	0.00	0.30
9	da solaio	12.458	0.640	13.003	0.00	0.00	-7.33	0.00	0.00	-7.66	0.00
10	peso proprio	16.006	0.373	12.685	0.00	0.00	-35.64	0.00	0.00	0.00	0.30
11	generico	15.300	0.640	12.210	0.00	41.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
12	da solaio	16.006	0.640	13.003	0.00	0.00	-8.74	0.00	0.00	-9.14	0.00
13	peso proprio	19.251	0.365	12.685	0.00	0.00	-24.23	0.00	0.00	0.00	0.30
14	da solaio	19.132	0.640	13.003	0.00	0.00	-5.42	0.00	0.00	-5.67	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

$\psi_2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi_2$

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

#### Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi_2Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)		Spostamenti virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)	
	PX	PY	PZ	EX	EY	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2
1	0.00	0.00	-373.62	0.00	-373.62	0.000	-3.337	0.227	-84.739	1246.628
2	0.00	41.55	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.499	-0.010	0.000
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-5.690	0.496	0.000	0.000
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-5.690	0.496	0.000	0.000
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-5.690	0.496	0.000	0.000
6	0.00	0.00	-8.29	0.00	-8.29	0.000	-6.275	0.228	-1.894	52.005
7	0.00	0.00	-2.03	0.00	-2.03	0.000	-6.594	0.496	-1.008	13.405
8	0.00	0.00	-29.88	0.00	-29.88	0.000	-6.275	0.228	-6.827	187.484
9	0.00	0.00	-7.33	0.00	-7.33	0.000	-6.594	0.496	-3.633	48.327
10	0.00	0.00	-35.64	0.00	-35.64	0.000	-6.275	0.228	-8.144	223.657
11	0.00	41.55	0.00	0.00	0.00	0.000	-5.800	0.496	-241.000	0.000
12	0.00	0.00	-8.74	0.00	-8.74	0.000	-6.594	0.496	-4.334	57.651
13	0.00	0.00	-24.23	0.00	-24.23	0.000	-6.275	0.221	-5.344	152.068
14	0.00	0.00	-5.42	0.00	-5.42	0.000	-6.594	0.496	-2.688	35.757

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi_2*Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X,\delta Y,\delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche. Da (C8A.4.1):  $L1=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Yi]+\sum(1,...,o)[Fh*\delta h]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche). Da (C8A.4.1):  $L2=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Xi]+\sum(n+1,...,n+m)[Pj*\delta Xj]$

#### Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

$\alpha_0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.178	45875	0.908	0.145

$\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante (C8A.4.3)

e\* = frazione di massa partecipante

a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (C8A.4.4)

#### Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta,E = 0.600$

##### SLD: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLD	TR,CLD
(g)	(g)	(g)	CLD	CLD	CLD	/PGA,DLD	/TR,DLD
0.074	0.109	0.109	0.099	198	98	1.347	1.960

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD

TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD

VN,CLD = capacità in termini di Vita Nominale per SLD

PGA,CLD / PGA,DLD =  $\zeta,E,SLD,PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD =  $\zeta,E,SLD,TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

##### SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.092	0.135	0.135	0.198	1177	62	1.073	1.240

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV



## 8) Flessione verticale facciata laterale (cerniera secondo impalcato)

Il cinematismo viene stabilizzato mediante ancoraggi iniettati di collegamento della facciata con il primo solaio tra piano terra e piano ammezzato e con il secondo solaio tra piano ammezzato e piano primo; ancoraggi aventi interasse pari a 50 cm e caratterizzati da una forza resistente pari a 2 kN.

Flessione di parete vincolata ai bordi

Il cinematismo presenta: un asse di rotazione inferiore; un asse di rotazione intermedio; un asse di rotazione nella posizione del carrello di sommità

### 08. Flessione verticale facciata laterale (cerniera secondo impalcato)

Flessione di parete vincolata ai bordi  
 $\alpha_1 = 0.233$

#### SLD

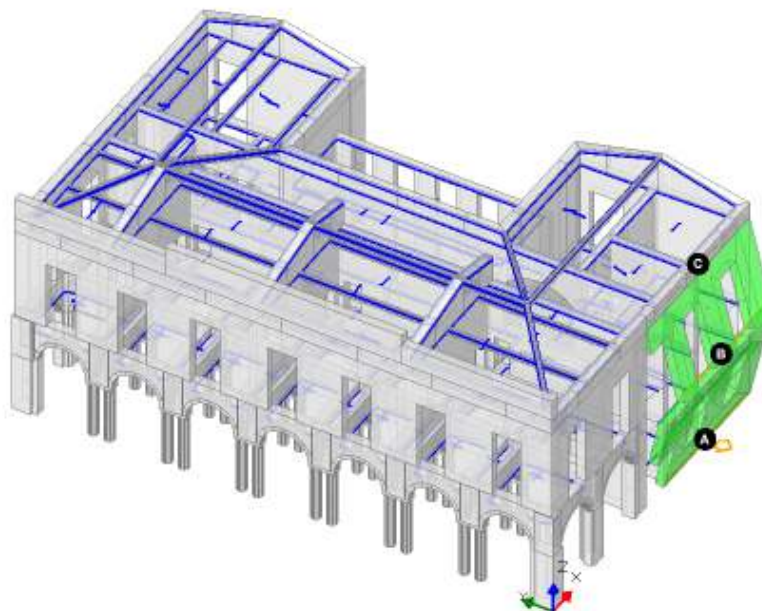
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.163 / 0.074 = 2.082$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 580 / 101 = 5.743$$

#### SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLY} = 0.249 / 0.185 = 1.350$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLY} = 2475 / 948 = 2.608$$



### Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m <sup>3</sup> )	(m)	(m)	(sec)			
49.082	14.400	6.410	0.370	1.333	1.350	X

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

γ = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

### Assi di rotazione

n.	Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
	X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	(m)
1	11.762	0.100	0.000	20.845	0.100	0.000	0.000	0.667	0.00	0.741	9.083
2	11.762	0.640	6.410	20.845	0.640	6.410	0.000	0.667	0.00	0.741	9.083
3	11.762	0.640	12.210	20.845	0.640	12.210					

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

### Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	15.927	0.369	1.855	0.00	0.00	-285.54	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	14.096	0.640	3.750	0.00	0.00	-22.11	0.00	0.00	-20.28	0.30
3	da solaio	18.086	0.640	3.750	0.00	0.00	-34.17	0.00	0.00	-31.35	0.30
4	da solaio	11.051	0.640	2.950	0.00	-25.28	-17.59	0.00	-7.66	-5.33	0.30
5	peso proprio	15.862	0.370	9.746	0.00	0.00	-373.62	0.00	0.00	0.00	0.30
6	generico	14.076	0.370	12.210	0.00	0.00	-98.03	0.00	0.00	0.00	0.30
7	generico	15.300	0.640	6.410	0.00	41.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
8	generico	15.300	0.640	12.210	0.00	41.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
9	da solaio	11.051	0.640	12.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	da solaio	18.111	0.640	12.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	da solaio	14.041	0.640	12.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

12	peso proprio	15.179	0.371	5.284	0.00	0.00	-224.31	0.00	0.00	0.00	0.30
13	generico	15.300	0.640	3.950	0.00	27.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
14	da solaio	14.096	0.640	6.210	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
15	da solaio	18.146	0.640	6.210	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
16	da solaio	11.051	0.640	6.210	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

$\psi_2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi_2$

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione,

mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

#### Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)		Spostamenti virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)	
	PX	PY	PZ	EX	EY	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2
1	0.00	0.00	-285.54	0.00	-285.54	0.000	-1.856	0.162	-46.279	529.831
2	0.00	0.00	-28.20	0.00	-28.20	0.000	-3.750	0.432	-12.177	105.743
3	0.00	0.00	-43.58	0.00	-43.58	0.000	-3.750	0.432	-18.819	163.423
4	0.00	-27.57	-19.19	0.00	-19.19	0.000	-2.950	0.432	73.055	56.602
5	0.00	0.00	-373.62	0.00	-373.62	0.000	-2.723	0.629	-235.012	1017.199
6	0.00	0.00	-98.03	0.00	-98.03	0.000	0.000	0.627	-61.465	-0.016
7	0.00	41.55	0.00	0.00	0.00	0.000	-6.410	0.332	-266.345	0.000
8	0.00	41.55	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.329	0.000	0.000
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-0.122	0.329	0.000	0.000
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-0.122	0.329	0.000	0.000
11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-0.122	0.329	0.000	0.000
12	0.00	0.00	-224.31	0.00	-224.31	0.000	-5.284	0.162	-36.260	1185.354
13	0.00	27.95	0.00	0.00	0.00	0.000	-3.950	0.432	-110.409	0.000
14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-6.210	0.431	0.000	0.000
15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-6.210	0.431	0.000	0.000
16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	-6.210	0.431	0.000	0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi_2*Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X,\delta Y,\delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione n°1 pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche. Da (C8A.4.1):  $L1=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Yi]+\sum(1,...,0)[Fh*\delta h]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche). Da (C8A.4.1):  $L2=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Xi]+\sum(n+1,...,n+m)$

$[Pj*\delta Xj]$

#### Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

$\alpha_0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.233	85203	0.779	0.222

$\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante (C8A.4.3)

e\* = frazione di massa partecipante

a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (C8A.4.4)

#### Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta,E = 0.600$

##### SLD: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLD	TR,CLD
(g)	(g)	(g)	CLD	CLD	CLD	/PGA,DLD	/TR,DLD
0.074	0.109	0.109	0.153	580	288	2.082	5.743

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD

TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD

VN,CLD = capacità in termini di Vita Nominale per SLD

PGA,CLD / PGA,DLD =  $\zeta,E,SLD,PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD =  $\zeta,E,SLD,TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

##### SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.092	0.135	0.135	0.249	2475	130	1.350	2.608

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = \zeta_{E,SLV,PGA}$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV  
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = \zeta_{E,SLV,TR}$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

## SINTESI RISULTATI ANALISI CINEMATICA LINEARE

Risultati dei cinematismi analizzati:

n.	$\alpha_0$	PGA,CLD /PGA,DLD	TR,CLD /TR,DLD	PGA,CLV /PGA,DLV	TR,CLV /TR,DLV
1	0.195	1.524	2.762	1.241	1.957
2	0.473	1.660	3.228	1.312	2.377
3	0.280	1.265	1.703	1.008	1.039
4	0.153	1.755	3.733	1.350	2.608
5	0.139	1.878	4.406	1.350	2.608
6	0.170	2.204	6.663	1.350	2.608
7	0.178	1.347	1.960	1.073	1.240
8	0.233	2.082	5.743	1.350	2.608

n. = numero consecutivo del cinematismo

$\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso

PGA,CLD / PGA,DLD =  $\zeta, E, SLD, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD =  $\zeta, E, SLD, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

Secondo All.a al D.M.14.1.2008, si considerano valori di TR compresi nell'intervallo [30,2475] anni. Se  $TR > 2475$  si pone  $TR = 2475$ .

Se  $TR < 30$ , con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIs (Unità di Ricerca CNR-ITC)

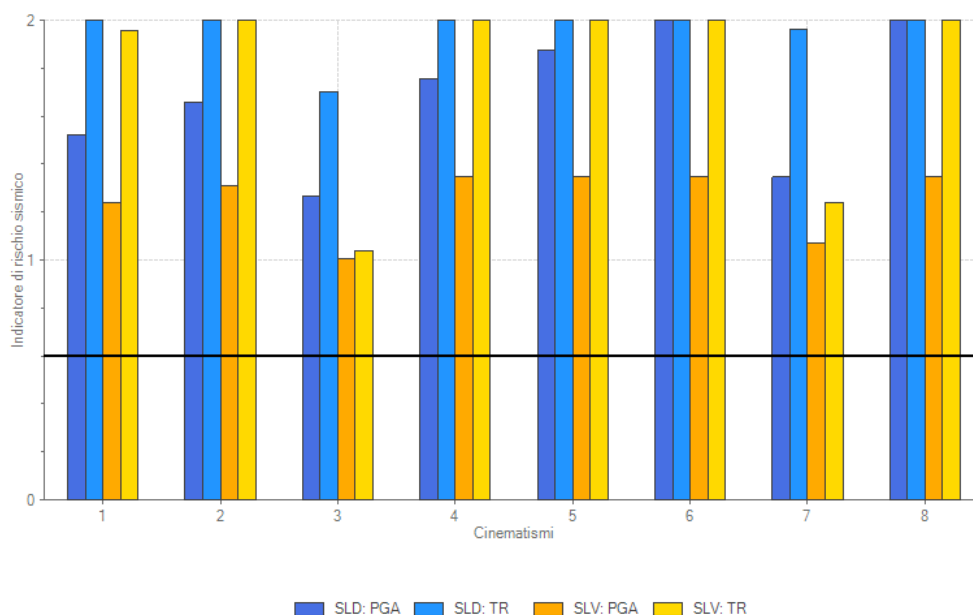
si adotta un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard  $ag(30)$ ,  $ag(50)$  e  $ag(75)$ , effettuata con la funzione di potenza:  $ag(TR) = k \cdot TR^\alpha$ .

Per il sito in esame risulta:  $K = 0.007093320$ ,  $\alpha = 0.415807720$

Per l'Indicatore di Rischio Sismico in termini di TR si ha quindi un limite massimo pari a:

SLD:  $(2475/TR, DLD) = 24.505$

SLV:  $(2475/TR, DLV) = 2.608$



## 17. VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI

### Verifica solai rinforzati

#### Rinforzo solaio tipo SAP h=16 cm sottotetto

Si trascura totalmente la capacità portante dei travetti esistenti affidando totalmente la portata alle nuove nervature previste in progetto.

Carico sulla singola nervatura di rinforzo ad interasse 75 cm :

$$q = ((1,3 \times 284) + (1,5 \times 50)) \times 0,75 = 333 \text{ daN/m}$$

con schema statico di trave in semplice appoggio e luce di calcolo pari a 3,25 m si ottiene :

$$M_{sd} = 333 \times 4,80^2 / 8 = 959 \text{ daNm}$$

$$V_{sd} = 333 \times 4,65 / 2 = 775 \text{ daN}$$

Adotto 2 $\varnothing$  16 inferiori

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The 'Materiali' section is highlighted, showing properties for concrete (C25/30) and steel (B450C). The 'Sezioni' section shows a rectangular section with width b=75 cm and height h=16 cm. The 'Carichi' section shows a uniformly distributed load q=333 daN/m. The 'Risultati' section shows the calculated moment M<sub>sd</sub>=959 daNm and the required reinforcement area A<sub>s</sub>=4.02 cm². The 'Verifica' section shows the design moment M<sub>Ed</sub>=27.11 kNm and the design load V<sub>Ed</sub>=7.75 kN. The 'Confronto' section shows the required reinforcement area A<sub>s</sub>=4.02 cm² and the provided reinforcement area A<sub>s</sub>=4.02 cm². The 'Conclusione' section shows the result 'OK'.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	A <sub>s</sub> [cm²]	d [cm]
1	75	5	1	4.02	18
2	15	16			

**Materiali:**

Proprietà	B450C	C25/30
E <sub>su</sub> [%]	67.5	2
f <sub>yd</sub> [N/mm²]	391.3	3.5
E <sub>s</sub> [N/mm²]	200.000	14.17
E <sub>s</sub> / E <sub>c</sub> [%]	15	
E <sub>syd</sub> [%]	1.957	9.75
σ <sub>s,adm</sub> [N/mm²]	255	0.6
τ <sub>co</sub> [%]		0.6
τ <sub>cl</sub> [%]		1.829

**Sezioni:**

N°	A <sub>s</sub> [cm²]	d [cm]
1	4.02	18

**Carichi:**

Carico	Valore
q	333 daN/m

**Risultati:**

Parametro	Valore
M <sub>sd</sub>	959 daNm
V <sub>sd</sub>	775 daN
M <sub>Ed</sub>	27.11 kNm
V <sub>Ed</sub>	7.75 kN
A <sub>s</sub>	4.02 cm²
A <sub>s</sub> (prov.)	4.02 cm²

**Verifica:**

Parametro	Valore
M <sub>Ed</sub>	27.11 kNm
V <sub>Ed</sub>	7.75 kN
A <sub>s</sub>	4.02 cm²
A <sub>s</sub> (prov.)	4.02 cm²

**Conclusione:** OK

$$M_{rd} = 2.711 \text{ daNm} > M_{sd}$$

La sezione risulta verificata.

Non occorre armatura a taglio.

VERIFICA TAGLIO ALLO S.L.U. DM 2018 ( N, mm ) - elementi non armati						
larghezza sezione B			150	mm		
altezza utile sezione d			180	mm		
armatura presente al lembo teso As			226	mmq		
resistenza calcestruzzo fck			25	N/mmq		
$K = 1 + (200 / d)^{0,5} \leq 2$			2,00		valore di calcolo :	2,05
$p = A_s / (B \times d)$			0,00837			
$V_{min} = 0,035 \times K^{1,5} \times f_{ck}^{0,5}$			0,495	N/mmq		
$V_{rd1} = [(0,18 \times K \times (100 \times p \times f_{ck})^{1/3}) / 1,5] \times B \times d$			17.857	N		
$V_{rd2} = V_{min} \times B \times d$			13.364	N		
$V_{rd} = \max (V_{rd1}; V_{rd2})$			17.857	N	1.786	daN

#### Rinforzo solaio tipo SAP h=16 cm calpestio

Si trascura totalmente la capacità portante dei travetti esistenti affidando totalmente la portate alle nuove nervature previste in progetto.

Carico sulla singola nervatura di rinforzo ad interasse 75 cm :

$$q = ((1,3 \times 440) + (1,5 \times 300)) \times 0,75 = 766 \text{ daN/m}$$

con schema statico di trave in semplice appoggio e luce di calcolo pari a 3,25 m si ottiene :

$$M_{sd} = 766 \times 4,80^2 / 8 = 2.206 \text{ daNm}$$

$$V_{sd} = 766 \times 4,65 / 2 = 1.780 \text{ daN}$$

Adotto 2Ø 16 inferiori

$$M_{rd} = 2.711 \text{ daNm} > M_{sd}$$

$$V_{rd} = 1.786 \text{ daNm} > V_{sd}$$

La sezione risulta verificata.

Si omettono i tabulati di calcolo in quanto analoghi al caso precedente

Non occorre armatura a taglio.

#### Rinforzo solaio tipo CelerSAP h=16,5 cm

Si trascura totalmente la capacità portante dei travetti esistenti affidando totalmente la portate alle nuove nervature previste in progetto.

Carico sulla singola nervatura di rinforzo ad interasse 50 cm :

$$q = ((1,3 \times 565) + (1,5 \times 300)) \times 0,50 = 592 \text{ daN/m}$$

con schema statico di trave in semplice appoggio e luce di calcolo pari a 5,40 m si ottiene :

$$M_{sd} = 897 \times 5,40^2 / 8 = 4.884 \text{ daNm}$$

$$V_{sd} = 897 \times 5,20 / 2 = 2.825 \text{ daN}$$

Adotto 2 $\phi$  20 inferiori

$$M_{rd} = 2.730 \text{ daNm} > M_{sd}$$

$$V_{rd} = 2.203 \text{ daNm} > V_{sd}$$

La sezione risulta verificata. Non occorre armatura a taglio.

VERIFICA TAGLIO ALLO S.L.U. DM 2018 ( N, mm ) - elementi non armati					
larghezza sezione <b>B</b>		150	mm		
altezza utile sezione <b>d</b>		185	mm		
armatura presente al lembo teso <b>As</b>		402	mmq		
resistenza calcestruzzo <b>fck</b>		25	N/mm <sup>2</sup>		
<b>K</b> = $1 + (200 / d)^{0,5} \leq 2$		2,00		valore di calcolo :	2,04
<b>p</b> = $As / (B \times d)$		0,01449			
<b>Vmin</b> = $0,035 \times K^{1,5} \times fck^{0,5}$		0,495	N/mm <sup>2</sup>		
<b>Vrd1</b> = $[(0,18 \times K \times (100 \times p \times fck)^{1/3}) / 1,5] \times B \times d$		22.035	N		
<b>Vrd2</b> = $Vmin \times B \times d$		13.736	N		
<b>Vrd</b> = max (Vrd1; Vrd2)		22.035	N	2.203	daN



## **Fondazioni muri di rinforzo**

### **Fondazione tipica muri intermedi**

Dalle verifiche effettuate con programma di calcolo si ottengono, con riferimento alla condizione sismica, le seguenti sollecitazioni :

$$N_{sd} = 50.000 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 107.000 \text{ daNm}$$

Adotto fondazione 3,00 x 4,80 m spessore 0,80 m.

Peso proprio fondazione :

$$P_f = 3,00 \times 4,80 \times 0,80 \times 2.500 = 28.800 \text{ daN}$$

Carico dai muri laterali (peso muro e impalcati) :

$$N_m = 2 \times 2,00 \times 0,50 \times 1.800 \times 12,00 + (4 \times 2,00 \times (440 + 0,3 \times 300) \times 4,65/2) + (2 \times 2,00 \times 284 \times 4,65/2) = \\ = 43.703 + 9.857 + 2.640 = 56.200 \text{ daN}$$

$$N_{sd \text{ tot}} = 50.000 + 28.800 + 56.200 = 135.000 \text{ daN}$$

$$e = M_{sd} / N_{sd} = 107.000 / 140.545 = 0,79 \text{ m} < B/6 = 0,80 \text{ m}$$

$$E_d = N/A \pm M/W = 135.000 / 300 \times 480 \pm 6 \times 107.000 \times 100 / 300 \times 480^2 = 0,93 \pm 0,92 = 1,85 \text{ daN/cm}^2 \text{ max} \\ < R_d = 3,38 / 1,8 = 1,87 \text{ daN/cm}^2$$

Valore compatibile con le caratteristiche del terreno.

Per il dimensionamento dell'armatura si assume :

$$Q_u = 18.500 - 0,8 \times 2.500 = 16.500 \text{ daN/m}^2$$

$$M_{sd} = 16.500 \times 1,50^2 / 2 = 18.562 \text{ daNm/m}$$

Adotto staffe  $\varnothing 20 / 20 \text{ cm}$

$$M_{rd} = 0,9 \times (5 \times 3,14) \times 75 \times 3.913 / 100 = 41.468 \text{ daNm/m}$$

La verifica è soddisfatta.

### **Fondazione muro esistente da ampliare**

Dalle verifiche effettuate con programma di calcolo si ottengono, con riferimento alla condizione sismica, le seguenti sollecitazioni :

$$N_{sd} = 175.000 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 100.000 \text{ daNm}$$

Adotto fondazione 3,00 x 6,90 m spessore 0,60 m.

Peso proprio fondazione :

$$P_f = 3,00 \times 6,90 \times 0,60 \times 2.500 = 31.125 \text{ daN}$$

Carico dai muri laterali (peso muro e impalcati) :

$$N_m = 2 \times 3,00 \times 0,50 \times 1.800 \times 12,00 + (4 \times 3,00 \times (440 + 0,3 \times 300) \times 4,65/2) + (2 \times 3,00 \times 284 \times 4,65/2) = 65.554 + 14.785 + 3.960 = 84.300 \text{ daN}$$

$$N_{sd \text{ tot}} = 175.000 + 31.125 + 84.300 = 290.425 \text{ daN}$$

$$e = M_{sd} / N_{sd} = 100.000 / 290.425 = 0,34 \text{ m} < B/6 = 1,15 \text{ m}$$

$$E_d = N/A \pm M/W = 290.425 / 300 \times 690 \pm 6 \times 100.000 \times 100 / 300 \times 690^2 = 1,40 \pm 0,42 = 1,82 \text{ daN/cm}^2 \text{ max} < R_d = 3,38 / 1,8 = 1,87 \text{ daN/cm}^2$$

Valore compatibile con le caratteristiche del terreno.

Per il dimensionamento dell'armatura si assume :

$$Q_u = 18.200 - 0,8 \times 2.500 = 16.700 \text{ daN/m}^2$$

$$M_{sd} = 16.200 \times 2,50^2 / 2 = 50.625 \text{ daNm/m}$$

Adotto staffe  $\phi 20 / 20 \text{ cm}$

$$M_{rd} = 0,9 \times (5 \times 3,75) \times 75 \times 3.913 / 100 = 59.428 \text{ daNm/m}$$

La verifica è soddisfatta.

## 18. CONCLUSIONI

### Edificio Esistente in muratura - Intervento di Miglioramento

#### Risultati dell'analisi strutturale

Normativa di riferimento: D.M. 17.1.2018 (parametri di spettro conformi a reticolo D.M. 14.1.2008)

Questo documento è una scheda di sintesi, contenente i risultati dell'elaborazione in termini di confronto fra capacità e domanda e compilata con riferimento alla terminologia proposta dal D.M.17.1.2018.

Per la verifica di sicurezza di un intervento di miglioramento (§8.4.2) si richiede come obiettivo che l'indicatore di rischio sismico allo Stato di Progetto  $\Delta \zeta_E$  sia  $\geq 0.600$  per gli edifici di classe III ad uso scolastico e di classe IV, mentre per tutti gli altri casi si richiede che l'incremento  $D \Delta \zeta_E$  sia  $\geq 0.100$ .

Per l'edificio in oggetto, nel modello di Aedes.PCM si è scelto il seguente obiettivo d'intervento:

valore massimo di  $\Delta \zeta_E$  fra 0.600 e  $\Delta \zeta_E$  (Stato Attuale) = valore non disponibile

Pertanto:  $\Delta \zeta_E \geq 0.600$

#### Sintesi dei risultati: Indicatori di Rischio sismico $\Delta \zeta_E$ in termini di PGA

### La verifica può ritenersi soddisfatta

#### Stato di Progetto (dopo l'intervento)

Stato Limite	$\zeta_E$ (PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub> )
<b>SLO</b>	<b>0.600</b>
<b>SLD</b>	<b>0.694</b>
<b>SLV</b>	<b>0.640</b>

#### Livello di Miglioramento sismico

Stato Limite	$\zeta_E$ Stato Attuale	$\zeta_E$ Stato di Progetto	Variazione $\Delta \zeta_E$
--------------	-------------------------	-----------------------------	-----------------------------

<b>SLO</b>	0.547	0.600	0.051
<b>SLD</b>	0.231	0.694	0.463
<b>SLV</b>	0.184	0.640	0.456

#### Gerarchia dei comportamenti strutturali

Indicatore di rischio sismico obiettivo:  $\triangleleft_E \geq 0.600$

Edificio esistente, Classe d'uso (§2.4.2): IV

Verifiche obbligatorie secondo Normativa (§7.3.6, §8.3): SLO: RIG - SLD: RES  
- SLV: RES

In grigio: comportamenti non analizzati, o da non considerare (cfr. §7.3.6, Tab.7.3.III)

Comportamento	$\zeta_E$ (PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub> )
SLO: Rigidezza (spostamenti)	<b>0.600</b>
SLV: Resistenza fuori piano	<b>0.640</b>
SLV: Resistenza nel piano	<b>0.640</b>
SLD: Resistenza fuori piano	<b>0.694</b>
SLD: Resistenza nel piano	<b>0.694</b>
SLV: Cinematismo	<b>1.008</b>
SLD: Cinematismo	<b>1.265</b>

## Domanda

Stato Attuale (prima dell'intervento)		
Stato Limite	$PGA_D$ (g)	$TR_D$ (anni)
SLO	0.058	60
SLD	0.073	101
SLV	0.185	949

Stato di Progetto (dopo l'intervento)		
Stato Limite	$PGA_D$ (g)	$TR_D$ (anni)
SLO	0.058	60
SLD	0.073	101
SLV	0.185	949

Analisi eseguite:

- Analisi statica non lineare (pushover)

## Verifiche di rigidità (RIG)

Stato Attuale (prima dell'intervento)				
Stato Limite	$PGA_C$ (g)	$\zeta_E$ ( $PGA_C/PGA_D$ )	$TR_C$ (anni)	$\zeta_E$ ( $TR_C/TR_D$ )
SLO	0.032	0.547	14	0.233
SLD	0.048	0.653	39	0.386

Stato di Progetto (dopo l'intervento)				
Stato Limite	$PGA_C$ (g)	$\zeta_E$ ( $PGA_C/PGA_D$ )	$TR_C$ (anni)	$\zeta_E$ ( $TR_C/TR_D$ )
SLO	0.035	0.598	18	0.300
SLD	0.051	0.694	45	0.446

### Verifiche di resistenza (RES)

<b>Stato Attuale (prima dell'intervento)</b>				
SLD	$PGA_C$ (g)	$\zeta_E$ ( $PGA_C/PGA_D$ )	$TR_C$ (anni)	$\zeta_E$ ( $TR_C/TR_D$ )
Resistenza nel piano del pannello	0.048	0.653	39	0.386
Resistenza fuori piano del pannello	0.048	0.653	39	0.386
Cinematismo	0.017	0.231	3	0.030

SLV	$PGA_C$ (g)	$\zeta_E$ ( $PGA_C/PGA_D$ )	$TR_C$ (anni)	$\zeta_E$ ( $TR_C/TR_D$ )
Resistenza nel piano del pannello	0.096	0.520	185	0.195
Resistenza fuori piano del pannello	0.096	0.520	185	0.195
Cinematismo	0.034	0.184	16	0.017

<b>Stato di Progetto (dopo l'intervento)</b>				
SLD	$PGA_C$ (g)	$\zeta_E$ ( $PGA_C/PGA_D$ )	$TR_C$ (anni)	$\zeta_E$ ( $TR_C/TR_D$ )
Resistenza nel piano del pannello	0.051	0.694	45	0.446
Resistenza fuori piano del pannello	0.051	0.694	45	0.446
Cinematismo	0.093	1.265	172	1.703

SLV	$PGA_C$ (g)	$\zeta_E$ ( $PGA_C/PGA_D$ )	$TR_C$ (anni)	$\zeta_E$ ( $TR_C/TR_D$ )
Resistenza nel piano del pannello	0.118	0.640	316	0.333
Resistenza fuori piano del pannello	0.118	0.640	316	0.333
Cinematismo	0.186	1.008	986	1.039

**Indicatori di Rischio** (rapporto fra capacità e domanda).

I valori evidenziati si riferiscono al parametro  $\zeta_E$  definito in termini di PGA.

Stato Attuale (prima dell'intervento)		
Stato Limite	$\zeta_E$ (PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub> )	$\zeta_E$ (TR <sub>C</sub> /TR <sub>D</sub> )
<b>SLO</b>	<b>0.547</b>	0.233
<b>SLD</b>	<b>0.231</b>	0.030
<b>SLV</b>	<b>0.184</b>	0.195

Il valore di PGA specificato in input è pari ad  $ag \cdot S$ , accelerazione al suolo.

Stato di Progetto (dopo l'intervento)		
Stato Limite	$\zeta_E$ (PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub> )	$\zeta_E$ (TR <sub>C</sub> /TR <sub>D</sub> )
<b>SLO</b>	<b>0.600</b>	0.300
<b>SLD</b>	<b>0.694</b>	0.446
<b>SLV</b>	<b>0.640</b>	0.333

Il valore di PGA specificato in input è pari ad  $ag \cdot S$ , accelerazione al suolo.

**Livello di Miglioramento sismico:**  $\zeta_E$  (PGA<sub>C</sub>/PGA<sub>D</sub>)

I valori evidenziati si riferiscono alla variazione del parametro  $\zeta_E$  definito in termini di PGA (+ = incremento).

Stato Limite	$\zeta_E$ Stato Attuale	$\zeta_E$ Stato di Progetto	Variazione $\Delta\zeta_E$
<b>SLO</b>	0.547	0.600	0.051
<b>SLD</b>	0.231	0.694	0.463
<b>SLV</b>	0.184	0.640	0.456

## Capacità della struttura in termini di Vita Nominale; Tempo di intervento

### Stato Attuale (prima dell'intervento)

Dati in input (domanda):

Classe d'uso della costruzione (§2.4.2): IV

Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3)  $C_U$ : 2

Vita Nominale  $V_N$  (§2.4.1): 50 anni

Vita di Riferimento (§2.4.3)  $V_R = V_N * C_U$ : 100 anni

$PV_R$  per SLV (definita in input): 10 %

Risultati dell'analisi (capacità):

$TR_{CLV} = 16$  anni

Dalla relazione:  $TR = -V_R / \ln(1-PV_R)$ , ponendo  $TR=TR_{CLV}$  e assumendo  $PV_R$  per SLV definita in input, segue la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento ( $V_{RC}$ ) e quindi di Vita Nominale, ossia il Tempo di intervento  $T_{INT} = (TR_{CLV}/C_U) * \ln(1-PV_R)$ :

$V_{RC} = 1.6$  anni

$T_{INT} = 0.8$  anni

### Stato di Progetto (dopo l'intervento)

Dati in input (domanda):

Classe d'uso della costruzione (§2.4.2): IV

Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3)  $C_U$ : 2

Vita Nominale  $V_N$  (§2.4.1): 50 anni

Vita di Riferimento (§2.4.3)  $V_R = V_N * C_U$ : 100 anni

$PV_R$  per SLV (definita in input): 10 %

Risultati dell'analisi (capacità):

$TR_{CLV} = 316$  anni

Dalla relazione:  $TR = -V_R / \ln(1-PV_R)$ , ponendo  $TR = TR_{CLV}$  e assumendo  $PV_R$  per SLV definita in input, segue la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento ( $V_{RC}$ ) e quindi di Vita Nominale, ossia il Tempo di intervento  $T_{INT} = (TR_{CLV}/C_U) * \ln(1-PV_R)$ :

$V_{RC} = 33.3$  anni

$T_{INT} = 16.6$  anni

(\*) **Controllo di miglioramento per i singoli comportamenti:** l'indicatore di rischio  $\zeta_E$ , per un determinato stato di riferimento (Attuale o di Progetto), consiste nel valore minimo degli indicatori calcolati per i singoli comportamenti (spostamenti e resistenze, nel piano, fuori piano, fondazioni, cinematismi).

Nelle tabelle dove sono evidenziati i valori dei singoli comportamenti allo Stato di Progetto, ognuno di questi viene contrassegnato da un simbolo (\*) qualora segni una diminuzione rispetto al corrispondente valore allo Stato Attuale. Ciò permette il controllo sul fatto che il miglioramento riguardi non solo il comportamento dell'edificio nel suo complesso come minimo risultato fra tutti i comportamenti esaminati, ma anche i singoli comportamenti stessi.

## Edifici in muratura e verifiche di sicurezza: descrizione della metodologia

Il D.M.17.1.2018 organizza le verifiche competenti ai vari Stati Limite in dipendenza dalla Classe d'Uso dell'edificio (Tab.7.3.III in §7.3.6), distinguendole in verifiche di rigidezza (RIG: consistono in verifiche di deformazione) e in verifiche di resistenza (RES, che coinvolgono i comportamenti dei pannelli murari nel piano e fuori piano e la capacità limite in fondazione).

Più precisamente:

### SLO: Stato Limite di Operatività:

**RIG:** verifica obbligatoria per edifici nuovi e classe d'uso III o IV (§7.3.6), o per edifici esistenti e classe IV (§8.3). In analisi lineare consiste nel controllo della deformazione di interpiano, con riferimento ai limiti indicati in



#### §7.3.6.1.

In analisi statica non lineare la verifica per SLO è definita dal confronto fra capacità (definita dallo spostamento del punto di controllo pari a  $(2/3)$  di quello allo SLD) e domanda per SLO (determinata attraverso l'oscillatore monodimensionale calcolato con la bilineare equivalente allo SLV).

#### **SLD: Stato Limite di Danno:**

a) **RIG**: verifica obbligatoria per edifici nuovi e classe d'uso I e II (§7.3.6).

In analisi lineare consiste nel controllo della deformazione di interpiano, con riferimento ai limiti indicati in §7.3.6.1.

In analisi statica non lineare la verifica per SLD è definita dal confronto fra capacità e domanda. La capacità è definita dallo spostamento del punto di controllo minore fra le seguenti due condizioni:

- quello corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente allo SLV;
- quello corrispondente al raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari in un qualunque livello di una qualunque parete ritenuta significativa ai fini dell'uso della costruzione, e comunque non prima dello spostamento per il quale si raggiunge un taglio di base pari a  $3/4$  del taglio di base massimo. La domanda per SLD è determinata attraverso l'oscillatore monodimensionale calcolato con la bilineare equivalente allo SLV.

b) **RES**: verifica obbligatoria per edifici nuovi e classe d'uso III o IV (§7.3.6), o per edifici esistenti e classe IV (§8.3).

In analisi lineare consiste nelle verifiche di resistenza, con analisi condotta con fattore di comportamento  $q$  per SLD ( $q \leq 1.5$ , cfr. Tab.7.3.I §7.3).

In analisi statica non lineare, la verifica per SLD coincide con quanto descritto per RIG.

#### **SLV: Stato Limite di salvaguardia della Vita:**

**RES**: verifiche richieste per tutti gli edifici. Per gli edifici esistenti, include le verifiche dei cinematismi condotte in termini di resistenza (con fattore di comportamento  $q$  posto in genere pari a 2).

In analisi lineare consiste nelle verifiche di resistenza, con analisi condotta con fattore di comportamento  $q$ .

In analisi statica non lineare la verifica per SLV è definita dal confronto fra capacità e domanda. La capacità è definita dallo spostamento del punto di controllo pari a  $(3/4)$  di quello allo SLC. SLC è definito dallo spostamento minore fra le seguenti condizioni:

- quello corrispondente ad un taglio alla base residuo pari all'80% del massimo;
- quello corrispondente al raggiungimento della soglia limite di deformazione angolare per SLC in tutti i maschi di un qualunque livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza.

La domanda per SLV è determinata attraverso l'oscillatore monodimensionale calcolato con la bilineare equivalente allo SLV.

#### **Analisi sismiche eseguite e risultati per i vari comportamenti strutturali**

Per ogni modello analizzato come unica struttura globale o per ogni sottostruttura di un modello calcolato come assemblaggio di sottostrutture, la scheda di sintesi indica i tipi di analisi eseguite le cui verifiche confluiscono nei risultati degli indicatori di rischio, con distinzione fra Stato Attuale e Stato di Progetto.

Le possibili analisi ed i corrispondenti comportamenti strutturali sono i seguenti:

- **Analisi cinematica**: meccanismi di collasso (cinematismi)

- **Analisi statica non lineare (pushover)**:

- a) comportamento dei pannelli nel piano (per pressoflessione e/o taglio);

- b) se considerato in pushover: comportamento dei pannelli fuori piano per azioni di calcolo da modello;

- c) se vi sono fondazioni nello schema statico e sono considerate in pushover: capacità limite delle fondazioni.

- **Analisi sismica lineare** (con priorità per la dinamica modale rispetto alla statica lineare):

- a) comportamento dei pannelli nel piano (per pressoflessione e/o taglio), se non è eseguita la pushover;

- b) se la verifica è richiesta: comportamento dei pannelli fuori piano per azioni di calcolo da modello (considerato anche se è eseguita la pushover) e/o per azioni equivalenti secondo §7.2.3 e §7.8.1.5.2;

- c) se vi sono fondazioni nello schema statico: capacità limite delle fondazioni, se non si considera in pushover.

Per garantire coerenza fra le verifiche eseguite in analisi lineare ed i risultati dell'analisi pushover, il fattore di

comportamento  $q$  utilizzato in analisi lineare deve coincidere con  $q$  calcolato in pushover (rispettando comunque, nel caso del D.M.17.1.2018, secondo §7.3.1, il valore massimo di  $q$  tale che:  $S_{e,SLV} \geq S_{e,SLD}$ ).

### Valutazione della sicurezza

Per gli edifici esistenti, seguendo §8.3, è possibile che la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi possano essere eseguiti con riferimento ai soli stati limite ultimi (SLV), salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV: per esse quali sono richieste le verifiche anche agli stati limite di esercizio SLE (SLO e SLD), per i quali potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti.

L'**indicatore di rischio**  $\zeta_E$ , consistente nel rapporto tra Capacità e Domanda, costituisce il risultato in sintesi dell'analisi sismica dell'edificio.

Il calcolo dell'indicatore di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni: a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento); b)  $q^*$  (rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente)  $\leq 3.0$ , con riferimento a SLV (la relazione  $q^* \leq 4.0$  indicata in D.M. 17.1.2018 per SLC viene ricondotta a  $q^* \leq 3.0$  per SLV, dato il rapporto di (3/4) esistente fra le capacità per SLC e per SLV (EuroCodice 8, UNI EN 1998-3:2005, §C4.1.2).

Per tutti gli stati limite di riferimento (SLO, SLD e SLV)  $\zeta_E$  può essere espresso sia in termini di PGA che di TR; i due valori non sono uguali data la non linearità del legame fra PGA e TR, ma in ogni caso sono contemporaneamente maggiori o minori di 1.

La procedura descritta subisce alcune modifiche in caso di **parametri di spettro non conformi** al reticolo sismico italiano pubblicato nel D.M. 14.1.2008.

**(a)** Se la difformità riguarda **ag**, il legame diretto tra TR e ag espresso dal reticolo non è più valido. Per tutti gli stati limite, il calcolo dell'indicatore di rischio si esegue attraverso una procedura iterativa direttamente su ag; il risultato in termini di TR si calcola in seguito facendo riferimento all'espressione proposta dal D.M. 65 del 07.03.2017:  $TR_C = TR_D \cdot (PGA_C/PGA_D)^\eta$

dove:  $\eta = 1/0.49$  per  $ag \geq 0.25g$ ;  $\eta = 1/0.43$  per  $0.25g \geq ag \geq 0.15g$ ;  $\eta = 1/0.356$  per  $0.15g \geq ag \geq 0.05g$ ;  $\eta = 1/0.34$  per  $0.05g \geq ag$  (ag = accelerazione massima su roccia, che viene assunta con riferimento a SLV). Per gli altri parametri di spettro, il valore viene unificato, per tutti i periodi di ritorno.

**(b)** Se la difformità riguarda **non ag ma altri parametri di spettro** (ad es. il coefficiente di suolo  $S_s$ ): i valori di ogni parametro difforme sono impostati costanti per tutti i periodi di ritorno, e la procedura iterativa viene eseguita su TR, sostituendo il valore previsto dalla Normativa con quello difforme.

**(c)** In caso di **spettro personalizzato definito per punti**, non è possibile risalire ai singoli parametri di spettro, tuttavia il valore di ancoraggio (spettro per  $T=0$ ), pari ad  $(ag^*S)$ , consente una procedura iterativa basata sull'accelerazione mediante la quale è possibile definire, per ogni stato limite, il valore degli indicatori di rischio. La procedura assume per ipotesi che la forma spettrale sia proporzionale ad  $(ag^*S)$  e che la definizione per punti dello spettro riguardi entrambe le direzioni sismiche X' e Y' (in assenza di una delle due definizioni, questa viene assunta uguale all'altra) ed un eventuale spettro in direzione Z; durante la procedura iterativa, tutti gli spettri vengono 'scalati' con il medesimo fattore di proporzionalità.

**(d)** Se la Normativa di riferimento è l'**EuroCodice**, il calcolo si limita agli indicatori di rischio in termini di PGA, con procedura iterativa analoga al punto (a) senza tuttavia valutare risultati in termini di TR.

La verifica di sicurezza per i **nuovi edifici** richiede che  $\zeta_E$  sia  $\geq 1.000$ .

Il D.M.17.1.2018 introduce livelli di sicurezza specifici per gli **edifici esistenti**, ed a tal fine è possibile fare riferimento all'indicatore  $\zeta_E$  **espresso in termini di accelerazione al suolo PGA**, preferibilmente espresso considerando gli effetti di suolo: **ag\*S** (la scelta di definizione di PGA come accelerazione su roccia ag o contenente anche gli effetti di suolo: ag\*S è definita in input nel file di Aedes.PCM).

Per gli **interventi di Miglioramento** (§8.4.2)  $\zeta_E$  può essere minore di 1.0: per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV a seguito degli interventi di miglioramento deve essere:  $\zeta_E \geq 0.600$ ; per tutti gli altri edifici,  $\zeta_E$  deve essere incrementato di almeno 0.1:  $\Delta\zeta_E \geq 0.100$ .

Per gli **interventi di Adeguamento** (§8.4.3) in alcuni casi (c) e in §8.4.3) è sufficiente che  $\zeta_E$  sia  $\geq 0.800$ , mentre negli altri casi il livello di sicurezza uguaglia quello richiesto alle nuove costruzioni:  $\zeta_E \geq 1.000$ .

Per quanto riguarda l'**intervallo di calcolo dei periodi di ritorno**: il D.M. 14.1.2008 definisce un periodo di ritorno compreso tra 30 e 2475 anni. Se dal calcolo risulta una capacità in termini di TR superiore a 2475 anni, si pone  $TR = 2475$  come limite superiore. Per quanto riguarda il limite inferiore, è possibile considerare valori di TR minori di 30 anni con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIIS (Unità di Ricerca CNR-ITC): viene adottata un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard  $ag(30)$ ,  $ag(50)$  e  $ag(75)$ , effettuata con la funzione di potenza:  $ag(TR) = k TR^\alpha$ . L'intervallo di calcolo di TR è quindi  $[1, 2475]$ ; ne consegue che la capacità in termini di PGA può assumere anche valori minori di quello corrispondente a  $TR = 30$  anni.

La **capacità della struttura in termini di Vita Nominale ( $V_{NC}$ )**, definita anche come **Tempo di intervento  $T_{INT}$** , si identifica con la Vita Nominale che è possibile assegnare alla struttura, in conseguenza del periodo di ritorno sostenibile  $TR_{CLV}$ , mantenendo nel corrispondente periodo di riferimento  $V_{RC} (= V_{NC} * C_U)$  la probabilità di superamento  $PV_R$  definita in input per lo Stato Limite ultimo SLV.

Per una valutazione del valore ottenuto per  $V_{NC}$  relativa a beni monumentali, si tenga presente che valori della vita nominale maggiori di 20 anni possono considerarsi ammissibili per un manufatto tutelato (§2.4 Direttiva P.C.M 9.2.2011). Se risulta:  $TR_{CLV} \geq 2475$  anni, si potrà considerare un valore della vita nominale  $\geq$  del limite  $V_{NC}$  riportato nella scheda (corrispondente a  $TR = 2475$  anni:  $V_{NC} \geq 2475 * -\ln(1 - PV_R) / C_U$ ).

#### **Compilazione di schede tecniche per edifici strategici.**

Le Schede di sintesi della verifica sismica per gli edifici strategici ai fini della Protezione Civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico, predisposte dalle Regioni (Regione Emilia-Romagna, ed altre), richiedono risultati relativi ai diversi stati limite (SLO, SLD e SLV), e l'indicatore di rischio può essere espresso in termini sia di PGA che di  $T_R$ .

In ogni caso, dal quadro di sintesi di PCM (sopra riportato) è possibile trarre i valori richiesti per la compilazione, anche qualora questa faccia riferimento alla Normativa precedente (D.M. 14.1.2008).