



# COMUNE DI PAESANA

BANDO TRIENNALE 2015-16-17 EDILIZIA SCOLASTICA MUTUI

## LAVORI DI MIGLIORAMENTO SISMICO E COMPLETAMENTO EFFICIENTAMENTO ENERGETICO EDIFICIO SCOLASTICO OSPITANTE LA SCUOLA PRIMARIA E SECONDARIA DI 1° GRADO "DON L. MILANI" PROGETTO ESECUTIVO



Elaborato:  
- Relazione specialistica strutturale

Allegato n°:

# Doc.15

Il Sindaco:

Responsabile del procedimento:

Progettista:



SIA - Professionisti Associati  
Ing. Franco PICOTTO  
C.F. e P. I.V.A. : 06452620015  
Via Vittorio Veneto n° 27 - 10061 CAVOUR (TO)  
Tel. 0121-69308 - Cell. 335-6864674  
E-mail : picotto@studiosia.it



1)	RELAZIONE GENERALE .....	6
1.1)	INTRODUZIONE .....	6
1.1.1)	Classificazione intervento .....	6
1.1.2)	Prestazioni di progetto, classe della struttura, vita utile e procedure di qualità .....	6
1.1.3)	Localizzazione della struttura .....	6
1.1.3.1)	Inquadramento area sismica .....	7
2)	RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE .....	7
2.1)	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	7
2.2)	CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI .....	7
2.2.1)	Muratura portante .....	7
2.2.1.1)	Stima dei livelli di confidenza e conoscenza .....	7
2.2.1.2)	Caratterizzazione meccanica dei materiali .....	7
2.3)	ANALISI DEI CARICHI .....	8
2.3.1)	Azioni permanenti .....	8
2.3.1)	Azioni variabili .....	9
2.4)	PRESENTAZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE E SUE PROPRIETÀ .....	9
2.4.1.1)	Il metodo a telaio equivalente: applicazione del metodo degli elementi finiti .....	9
2.4.1.2)	Richiamo sul metodo degli elementi finiti .....	10
2.4.1.3)	La muratura richiede un'analisi sismica non lineare .....	12
2.4.2)	Il modello a telaio equivalente .....	13
2.4.2.1)	Analisi statiche non lineari evolute (analisi pushover) .....	15
2.4.2.2)	Costruzione della curva di capacità .....	16
2.4.2.3)	Algoritmo di analisi pushover .....	16
2.4.2.4)	Verifiche eseguite negli elementi murari .....	21
2.4.2.5)	Distribuzione di forze .....	24
2.4.2.6)	Verifiche di sicurezza in analisi pushover; stati limite di danno e ultimo .....	26
2.4.2.6.1)	I domini di resistenza N-M .....	28
2.4.2.7)	L'analisi con il software Aedes .....	29
2.5)	RISULTATI .....	31
2.5.1)	Analisi modale-struttura esistente .....	31
2.5.2)	Analisi modale-Struttura in progetto-Corpo principale in pietrame .....	46
2.1)	Analisi pushover .....	60
2.1.1)	Curva A, +X - esistente .....	60
2.1.2)	Curva A, +X - in progetto .....	61
2.1.3)	Curva A, -X - esistente .....	62
2.1.4)	Curva A, -X - in progetto .....	63
2.1.5)	Curva A, +Y - esistente .....	64

2.1.6)	Curva A, +Y – in progetto .....	65
2.1.7)	Curva A, -Y – esistente .....	66
2.1.8)	Curva A, -Y – in progetto .....	67
2.1.9)	Curva E, +X – esistente.....	68
2.1.10)	Curva E, +X – in progetto .....	69
2.1.11)	Curva E, -X – esistente.....	70
2.1.12)	Curva E, -X – in progetto .....	71
2.1.13)	Curva E, +Y – esistente.....	72
2.1.14)	Curva E, +Y – in progetto.....	73
2.1.15)	Curva E, -Y – esistente.....	74
2.1.1)	Curva E, -Y – in progetto .....	75
3)	Tabulati di calcolo .....	76
3.1)	Esistente.....	76
3.1.1)	SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (A) – Direzione : +x .....	76
3.1.1)	SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (A) - Direzione +x .....	77
3.1.1)	SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (A) – Direzione : -x .....	78
3.1.1)	SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (A) - Direzione -x .....	80
3.1.2)	SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (A) – Direzione : +y .....	81
3.1.3)	SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (A) - Direzione +y .....	83
3.1.1)	SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (A) – Direzione : -y .....	84
3.1.2)	SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (A) - Direzione -y .....	86
3.1.3)	SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (E) – Direzione : +x.....	87
3.1.4)	SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (E) - Direzione +x.....	88
3.1.5)	SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (E) – Direzione : -x .....	89
3.1.6)	SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (E) - Direzione -x.....	90
3.1.7)	SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (E) – Direzione : +y.....	91
3.1.8)	SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (E) - Direzione +y.....	93
3.1.9)	SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (E) – Direzione : -y .....	94
3.1.10)	SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (E) - Direzione -y.....	95
3.1)	Progetto .....	99
3.1.1)	SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (A) – Direzione : +x .....	99
3.1.2)	SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (A) - Direzione +x .....	101
3.1.3)	SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (A) – Direzione : -x .....	102
3.1.4)	SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (A) - Direzione -x .....	103
3.1.1)	SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (A) – Direzione : +y .....	104
3.1.2)	SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (A) - Direzione +y .....	106
3.1.3)	SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (A) – Direzione : -y .....	107

---

3.1.4)	SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (A) - Direzione -y .....	109
3.1.1)	SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (E) – Direzione : +x.....	110
3.1.2)	SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (E) - Direzione +x.....	111
3.1.3)	SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (E) – Direzione : -x .....	112
3.1.4)	SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (E) - Direzione -x.....	114
3.1.5)	SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (E) – Direzione : +y.....	115
3.1.6)	SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (E) - Direzione +y.....	116
3.1.7)	SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (E) – Direzione : -y .....	117
3.1.8)	SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (E) - Direzione -y.....	118
4)	CONCLUSIONI .....	121

## **1) RELAZIONE GENERALE**

### **1.1) INTRODUZIONE**

#### **1.1.1) Classificazione intervento**

Oggetto della presente relazione è l'intervento di miglioramento sismico dell'edificio sede della Scuola Elementare e Media di Paesana, ai sensi del DM 14/01/2008 par. 8.4.2.

#### **1.1.2) Prestazioni di progetto, classe della struttura, vita utile e procedure di qualità**

Le prestazioni della struttura e le condizioni per la sua sicurezza sono state individuate comunemente dal progettista e dal committente. A tal fine è stata posta attenzione al tipo di struttura, al suo uso e alle possibili conseguenze di azioni anche variabili; particolare rilievo è stato dato alla sicurezza delle persone.

Risulta così definito l'insieme degli stati limite riscontrabili nella vita della struttura ed è stato accertato, in fase di dimensionamento, che essi non siano superati.

Altrettanta cura è stata posta per garantire la durabilità della struttura, con la consapevolezza che tutte le prestazioni attese potranno essere adeguatamente realizzate solo mediante opportune procedure da seguire non solo in fase di progettazione, ma anche di costruzione, manutenzione e gestione dell'opera. Per quanto riguarda la durabilità si sono presi tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture, in considerazione dell'ambiente in cui l'opera dovrà vivere e dei cicli di carico a cui sarà sottoposta. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

In fase di costruzione saranno attuate severe procedure di controllo sulla qualità, in particolare per quanto riguarda materiali, componenti, lavorazione, metodi costruttivi.

Saranno seguiti tutti gli inderogabili suggerimenti previsti nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni".

#### **1.1.3) Localizzazione della struttura**

Località : Paesana (CN), Via Roma

Coordinate Gps :

Latitudine : 44.683113 N

Longitudine: 7.276936 E

Zona sismica del sito : 3

Categoria del sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Amplificazione stratigrafica Ss: 1,50

Amplificazione topografica ST: 1,00

### **1.1.3.1) Inquadramento area sismica**

L'area in esame ricade in zona 3 della classificazione sismica ai sensi dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20 marzo 2003 - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica.

## **2) RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

La relazione deve affrontare la valutazione della sicurezza della struttura nella situazione attuale, desunta dalle indagini conoscitive sopra descritte, trattando sistematicamente gli aspetti di seguito riportati.

### **2.1) NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Devono essere specificate le normative tecniche di riferimento, i documenti e le indicazioni di comprovata validità, ai sensi del capitolo 12 delle NTC 2008 e del relativo capitolo della Circolare, a cui è stato fatto riferimento nella valutazione della sicurezza dell'edificio nello stato di fatto.

### **2.2) CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI**

#### **2.2.1) Muratura portante**

##### **2.2.1.1) Stima dei livelli di confidenza e conoscenza**

Durante le visite al complesso scolastico sono stati effettuati dei sondaggi in diversi punti della struttura, per caratterizzare i materiali esistenti. Le indagini hanno confermato quanto dichiarato dall'Ing. Marengo e dall'ing. Novarese: la muratura portante è in pietrame squadrato e ben organizzato.

Le indagini eseguite sulla muratura, nei sondaggi, si classificano come "limitate verifiche di rilievo in sito".

Per quanto riguarda lo stato fessurativo e deformativo non vi sono rilevanti problematiche legate alle future evoluzioni strutturali dell'edificio se si esclude il problema trattato in modo esaustivo nella relazione degli Ing. Marengo e dall'ing Novarese, non significativo in prospettiva sismica.

Dalle considerazioni fatte in precedenza risulta un livello di conoscenza LC1, in quanto è stato eseguito un rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi e sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è  $FC=1,35$

##### **2.2.1.2) Caratterizzazione meccanica dei materiali**

La caratterizzazione della muratura viene condotta secondo quanto esposto nel [Circolare C8.5.3], con espresso riferimento alla tabella della Circolare C8A.2. Sulla base delle limitate indagini in sito la muratura è classificata come "muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)", una tipologia molto comune nella zona di

interesse. La classificazione è basata su verifiche in situ limitate, con rilievo di tipo visivo attraverso la rimozione di parte dell'intonaco e saggi di muratura che consentono di esaminare le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario. Sulla base dei livelli di conoscenza, per LC1, i valori medi dei parametri meccanici sono definiti come:

- Resistenze: il minimo dell'intervallo riportato in tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione;
- Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati in suddetta tabella;

Dalle considerazioni fatte, i parametri della muratura sono stati valutati in funzione delle analisi e dei sondaggi effettuati.

$f_m = 190 \text{ N/cm}^2$  --> Resistenza media a compressione della muratura

$\tau_0 = 3.5 \text{ N/cm}^2$  --> Resistenza media a taglio della muratura

$E = 1080 \text{ N/mm}^2$  --> Valore medio del modulo di elasticità normale

$G = 360 \text{ N/mm}^2$  --> Valore medio del modulo di elasticità tangenziale

$w = 19 \text{ kN/m}^3$  --> Peso specifico medio della muratura

## 2.3) ANALISI DEI CARICHI

Sono stati considerati i carichi permanenti costituiti dal peso proprio degli elementi strutturali e dal peso proprio degli elementi non strutturali su di essi agenti e le azioni variabili costituite dal carico di servizio e dal carico della neve per le coperture. L'azione sismica è stata valutata secondo l'analisi statica non lineare o pushover.

Si sono considerate nel calcolo delle curve pushover due distribuzioni di forze d'inerzia, una ricadente nelle distribuzioni principale (Gruppo 1) e una nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2), così come indicato al paragrafo 7.3.4.1 del D.M. 14/01/2008.

### 2.3.1) Azioni permanenti

#### Peso proprio elementi strutturali

Per gli elementi in muratura si considera un peso per unità di volume pari a  $19.00 \text{ kN/m}^3$ . Per gli elementi in c.a. si considera un peso per unità di volume di  $25.00 \text{ kN/m}^3$ . Il carico di peso proprio agente sul singolo elemento strutturale è valutato sulla effettiva geometria dell'elemento stesso.

#### Peso proprio solai

Per il solaio a piano terra si è considerato il peso delle volte pari a  $5.00 \text{ kN/m}^2$ , mentre per i solai a piano primo e secondo in latero cemento si considera un carico pari  $3.00 \text{ kN/m}^2$ .

#### Peso proprio copertura

Per la copertura si assume un carico per unità di superficie pari a  $1.50 \text{ kN/m}^2$ .

### Peso proprio tamponamenti

Per tali elementi non strutturali si considera un carico di 3.00 kN/m.

## 2.3.1) Azioni variabili

### Carico di servizio solai

Per il carico di servizio dei solai si considera un carico pari a 3.00 kN/m<sup>2</sup> per tutti i solai adibiti ad aule scolastiche (Cat. C1- Ambienti suscettibili di affollamento- Scuole), 6.00 kN/m<sup>2</sup> per quanto riguarda il solaio ospitante la biblioteca (Cat. E1- Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale), 0.50 kN/m<sup>2</sup> per il solaio di sottotetto (Cat. H1- Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione) e di 4.00 kN/m<sup>2</sup> per le scale (Cat. C1- Ambienti suscettibili di affollamento- Scale).

### Carico neve

Si adotta per il carico neve un valore di 1.90 kN/ m<sup>2</sup>.

Località: PAESANA  
Provincia: CUNEO  
Regione: PIEMONTE

### NEVE:

Zona Neve = I Alpina

Ce (coeff. di esposizione al vento) = 1.00

Valore caratteristico del carico al suolo (qsk Ce) = 2.38 kN/mq

### Copertura a due falde:

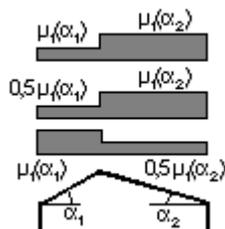
Angolo di inclinazione della falda 1 = 21.0°

$\mu_1(\alpha_1) = 0.80 \Rightarrow Q_1 = 1.90 \text{ kN/mq}$

Angolo di inclinazione della falda 2 = 21.0°

$\mu_1(\alpha_2) = 0.80 \Rightarrow Q_2 = 1.90 \text{ kN/mq}$

Schema di carico:



## 2.4) PRESENTAZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE E SUE PROPRIETÀ

### 2.4.1.1) Il metodo a telaio equivalente: applicazione del metodo degli elementi finiti

I metodo agli elementi finiti costituiscono il nucleo operativo di tutti i metodi moderni di analisi strutturale.

Più in generale, un edificio in muratura può essere rappresentato da un insieme di elementi monodimensionali verticali e orizzontali, fra loro collegati nei nodi. Viene così a costituirsi un reticolo di elementi finiti, in modo del tutto analogo alla schematizzazione dei telai in acciaio o in cemento armato.

Vi sono numerosi vantaggi nell'adozione del metodo con elementi monodimensionali: è pur vero che la muratura è formata da strutture a sviluppo superficiale, ma la modellazione bidimensionale è molto impegnativa dal punto di vista computazionale. Inoltre, richiede algoritmi ad elementi finiti in grado di tener conto della non linearità del materiale e della non resistenza a trazione, caratteristiche di analisi molto più agevolmente implementate nel modello semplificato a telaio. In aggiunta, si consideri che tutte le verifiche di resistenza vengono svolte integrando le tensioni sulla sezione trasversale della parete (per ottenere sforzo normale, taglio, momento flettente) e quindi di fatto ci si riconduce a caratteristiche di sollecitazione che nel modello a telaio sono invece direttamente fornite dall'analisi. Il problema della schematizzazione della muratura è legato alla conoscenza corretta dei parametri meccanici in gioco, oltre che delle situazioni di geometria, vincoli e carichi; e soprattutto per gli edifici esistenti può essere fuorviante associare modelli troppo accurati a parametri incerti. Oltretutto, la geometria irregolare degli edifici esistenti viene descritta con grande difficoltà da elementi bidimensionali che in genere hanno spessore costante e devono raccordarsi nei nodi d'angolo.

Per tutta queste serie di motivi, il modello a telaio equivalente è visto favorevolmente anche dalle più recenti indicazioni normative, e può costituire una base importante per la definizione di un modello comprensibile a pieno di ogni suo aspetto, inclusi i vari passi eseguiti durante l'analisi non lineare.

#### **2.4.1.2) Richiamo sul metodo degli elementi finiti**

Il metodo degli elementi finiti (FEM) è una generalizzazione del metodo matriciale degli spostamenti utilizzato nell'analisi strutturale. Il concetto basilare del FEM è che la struttura viene considerata come un assemblaggio di pezzi discreti, chiamati elementi, interconnessi in un numero finito di punti o nodi, nei modelli monodimensionali, gli elementi sono le aste ed in nodi sono le connessioni fra le aste.

Imponendo l'equilibrio ad ogni nodo, le matrici di rigidezza dei singoli elementi sono assemblate in un unico sistema di equazioni lineari che, risolto rispetto agli spostamenti nodali incogniti, fornisce le deformazioni e le sollecitazioni relative ad ogni singolo elemento. Le deformazioni della struttura sono rappresentate dai movimenti dei nodi. Questi movimenti sono noti come gradi di libertà.

Il metodo degli elementi finiti può essere così riassunto:

- Schematizzazione della struttura mediante nodi ed elementi;
- Creazione della matrice di rigidezza di ogni singolo elemento utilizzato;
- Assemblaggio e risoluzione del sistema lineare di equazioni di equilibrio globale ottenuto:  $K u = F$  dove  $K$  è la matrice delle rigidezze globale,  $u$  è il vettore degli spostamenti incogniti, ed  $F$  è il vettore delle azioni nodali esterne.

Trattandosi del metodo degli spostamenti, il numero delle incognite è tanto minore quanto più le strutture sono vincolate, ossia tanto maggiore quanto più elevato è il numero di movimenti indipendenti. Gli edifici con piani rigidi sottoposti ad azioni orizzontali (come le azioni sismiche), e quindi con spostamenti orizzontali, consentono la riduzione del numero dei gradi di libertà, in quanto per ogni impalcato gli spostamenti

orizzontali Indipendenti sono quelli del nodo cosiddetto 'master' (coincidente generalmente con il centro di massa, che in sismica è il punto di applicazione della forza d'inerzia) cui sono legati, con relazioni rigide, gli spostamenti orizzontali dei nodi slave, cioè di tutti gli altri nodi di impalcato.

Se quindi ad un piano dell'edificio vi sono ad esempio 50 nodi effettivi + 1 nodo master di riferimento, gli spostamenti orizzontali incogniti sono solo 3 (lungo gli assi X, Y e la rotazione intorno all'asse Z verticale) anziché  $50 \times 3 = 150$ .

Qualora i piani non siano rigidi, in analisi sismica le masse devono essere considerate vibranti nella loro posizione reale, con aumento del numero dei gradi di libertà. Tuttavia, tali situazioni possono essere affrontate anche scomponendo la struttura in telai piani e analizzando singole parti, dal momento che comunque gli elementi non possono collaborare tra loro in base alle rigidità. La formulazione  $ku=F$  è tipica dei sistemi lineari. Le analisi lineari costituiscono la prima classe di metodi utilizzati in ingegneria sismica. Si articolano in due tipi: analisi statica equivalente, ed analisi dinamica modale. L'analisi statica equivalente prevede l'utilizzo di forze che approssimano il primo modo di vibrare (che viene stimato solo indicativamente, per la definizione dell'accelerazione strutturale attraverso gli spettri di risposta), secondo una distribuzione 'triangolare' che associa alla sommità le forze d'inerzia maggiori. Le forze orizzontali vengono applicate all'edificio, ed il problema matematico viene risolto, fino alle sollecitazioni e alle conseguenti verifiche.

In analisi dinamica modale, prima della definizione delle forze orizzontali rappresentative dell'azione sismica, viene eseguita un'analisi dei modi di vibrare della struttura.

Le oscillazioni libere di un sistema elastico lineare si possono considerare come la sovrapposizione di oscillazioni semplici, ciascuna delle quali corrisponde ad una ben determinata forma o deformata (modo), cioè tale che il rapporto fra gli spostamenti di due parti qualsiasi resta costante nel tempo. A ciascuna oscillazione corrisponde un periodo. Lo studio della dinamica della struttura elastica attraverso i suoi modi principali, prende il nome di analisi modale. I modi di vibrare dipendono dalle caratteristiche di rigidità e inerziali (masse) del sistema, e vengono calcolati risolvendo appositi problemi agli autovalori. Il primo modo di vibrare, quello caratterizzato dal periodo più elevato (il maggiore dei periodi delle oscillazioni libere della struttura), è generalmente il più importante perché ad esso corrispondono forze d'inerzia maggiori. Le forze da applicare staticamente alla struttura per risolvere poi il sistema di equilibrio, vengono calcolate considerando tutti i modi significativi della struttura stessa, cioè il primo modo e tutti quelli successivi necessari per movimentare una percentuale elevata (85%) delle masse. Ovviamente, nelle analisi spaziali esistono modi di vibrare secondo X, secondo Y e torsionali qualora il centro delle rigidità non coincida con il centro di massa. Comunque, definite le forze statiche, da questo punto in poi l'analisi dinamica modale è del tutto analoga alla sismica statica equivalente. Il calcolo delle forze sismiche da applicare alla struttura dipende dagli spettri di progetto, cioè da relazioni che forniscono l'accelerazione strutturale in funzione di alcuni fattori, di cui i principali sono: periodo della struttura (noto dall'analisi modale o da stime approssimate), accelerazione al suolo (nota dalla classificazione sismica della zona di ubicazione dell'edificio), caratteristiche del terreno. Trattandosi di forze d'inerzia, nota l'accelerazione strutturale possono essere definite tali forze, per la successiva risoluzione statica della struttura. Una caratteristica delle analisi lineari è l'ipotesi di elasticità della struttura: i due aspetti sono direttamente collegati. Se non è possibile ipotizzare una proporzionalità indefinita fra forze e spostamenti, necessariamente occorre passare

ad analisi non lineari, che tengano cioè conto del reale comportamento della struttura. Sotto l'azione di forze crescenti, zone della struttura possono plasticizzarsi o collassare o comunque divenire non reagenti, in modo tale che la risposta a livello di spostamento deve essere valutata sulla base di rigidità 'aggiornate' che tengano conto dell'evoluzione della struttura nel corso dell'analisi. In altre parole, in un elemento collassato cambiano i vincoli Interni e quindi la sua rigidità, che deve essere via via modificata perché la risposta della struttura sia correttamente valutata.

Il sistema solutore diviene:  $K(u)u = F$ , dove la rigidità dipende dallo spostamento.

La non linearità non permette più la soluzione in un sol passo del sistema: date le forze esterne, calcolare gli spostamenti. A tale livello di forze bisogna arrivare attraverso un incremento progressivo, in modo da aggiornare passo dopo passo le rigidità e quindi ottenere la reale risposta del sistema.

Anzi, la costruzione di un diagramma forza-spostamento per una struttura sottoposta ad analisi non lineare prescinde dal livello di forza sismica richiesta: è in realtà una caratteristica intrinseca della struttura, legata alle sue capacità resistenti. Costruita la curva, detta appunto: curva di capacità, si potrà operare un confronto con l'azione sismica di progetto.

#### **2.4.1.3) La muratura richiede un'analisi sismica non lineare**

La legge di comportamento meccanico degli elementi murari non è lineare (modello elasto-plastico). La crisi per taglio o per flessione può invalidare la resistenza di un elemento, delegando ad altri elementi ancora resistenti la capacità di sostenere l'azione sismica. La non reaganza a trazione della muratura può annullare di colpo rigidità e resistenze di elementi che siano soggetti, nel corso dell'evento sismico, a deformazioni di trazione.

Ne consegue che le analisi lineari necessariamente non colgono la capacità resistente della struttura. Non si può risolvere linearmente la struttura ricordandosi della non resistenza a trazione del materiale solo nelle verifiche finali. Oltretutto, I risultati ottenuti possono essere veramente scarsi: è sufficiente che un piccolo elemento, magari un maschio di secondaria importanza, sia non verificato, per abbassare di fatto il livello di azione sismica sostenibile dall'edificio, la cui resistenza deve essere, nel contesto lineare, identificata con quella della sua parte più debole. Per tali motivi, la muratura viene studiata appropriatamente solo con l'analisi non lineare (infatti già il metodo Por operava in tale campo).

## 2.4.2) Il modello a telaio equivalente

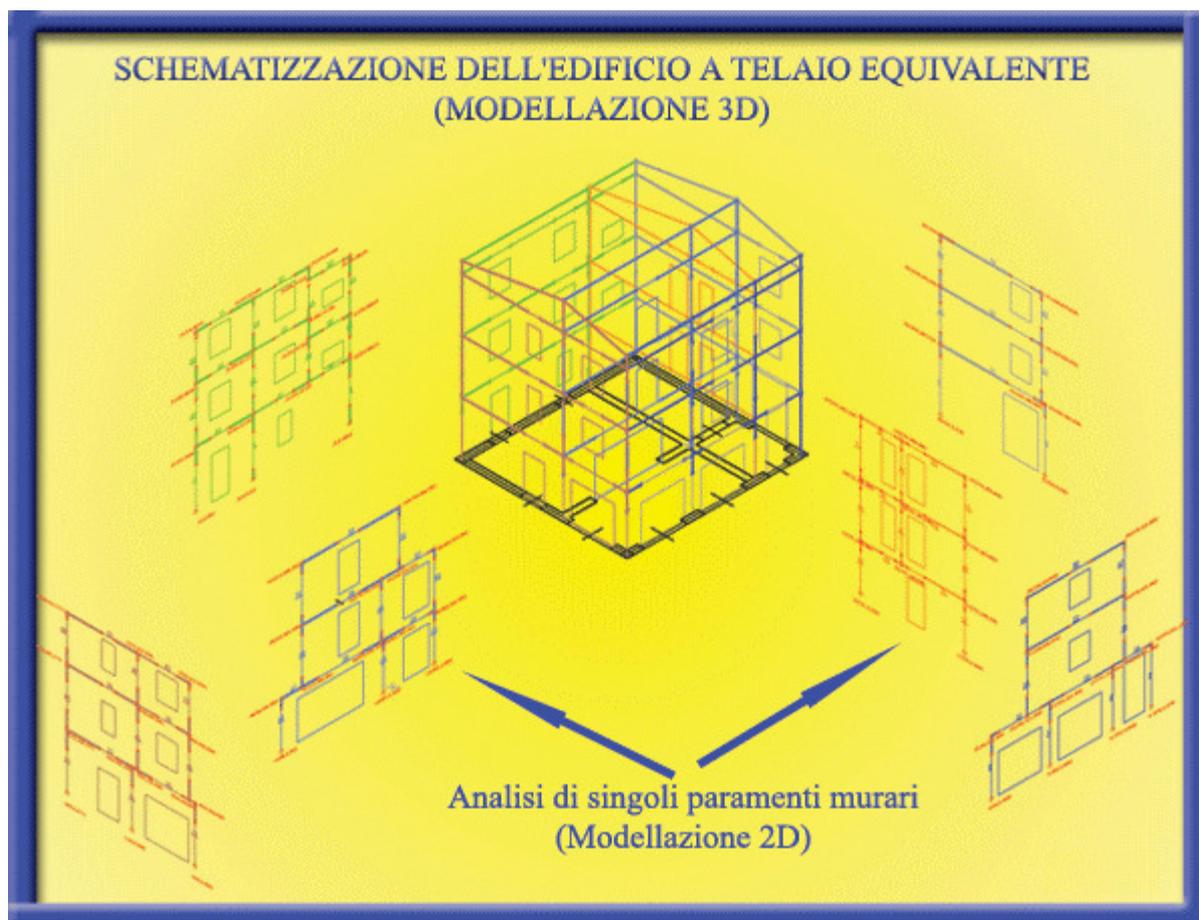


Figura 22 - L'edificio in muratura è schematizzato con un modello tridimensionale agli elementi finiti; ogni telaio rappresenta un paramento murario verticale. Le aste verticali sono i maschi murari, quelle orizzontali le fasce di piano (o strisce).

L'edificio in muratura è schematizzato con un modello tridimensionale agli elementi finiti; In figura viene evidenziato come il modello sia riconducibile a un assemblaggio di telai piani, dove ogni telaio rappresenta un paramento murario verticale. Le aste verticali sono i maschi murari, quelle orizzontali le fasce di piano (o 'strisce').

Questo modello strutturale rappresenta in modo adeguato la distribuzione di massa e rigidità effettiva, attraverso elementi resistenti piani a telaio o a parete connessi da diaframmi orizzontali. Gli edifici regolari possono essere analizzati considerando due modelli piani separati, uno per ciascuna direzione principale; analisi 2D vengono anche eseguite nei casi di edifici con impalcati deformabili. Nel modello tridimensionale, se i diaframmi orizzontali sono sufficientemente rigidi, i gradi di libertà possono ridursi a tre per impalcato, concentrando masse e inerzie rotazionali nel baricentro di piano.

Considerando che gli elementi nodo siano infinitamente rigidi e resistenti, è possibile modellarli numericamente introducendo tratti rigidi (offsets) alle estremità degli elementi maschio e fascia.

Nel modello tridimensionale, i tratti rigidi devono poter essere definiti diversamente nei due piani di inflessione complanare e ortogonale alla parete; Infatti, in generale, mentre per azioni complanari si considera l'irrigidimento di nodo corrispondente alle zone di intersezione maschio/fascia, invece per azioni ortogonali si adotta frequentemente un'altezza efficace (parte deformabile) pari all'altezza libera di interpiano.

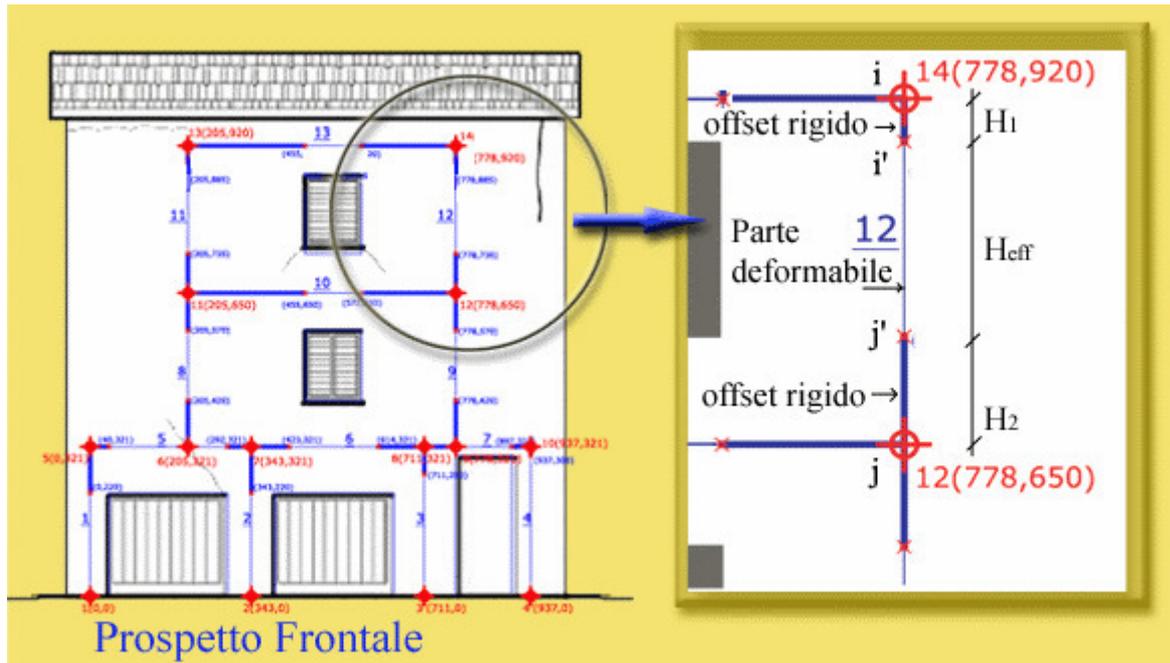


Figura 23 - Schematizzazione a telaio

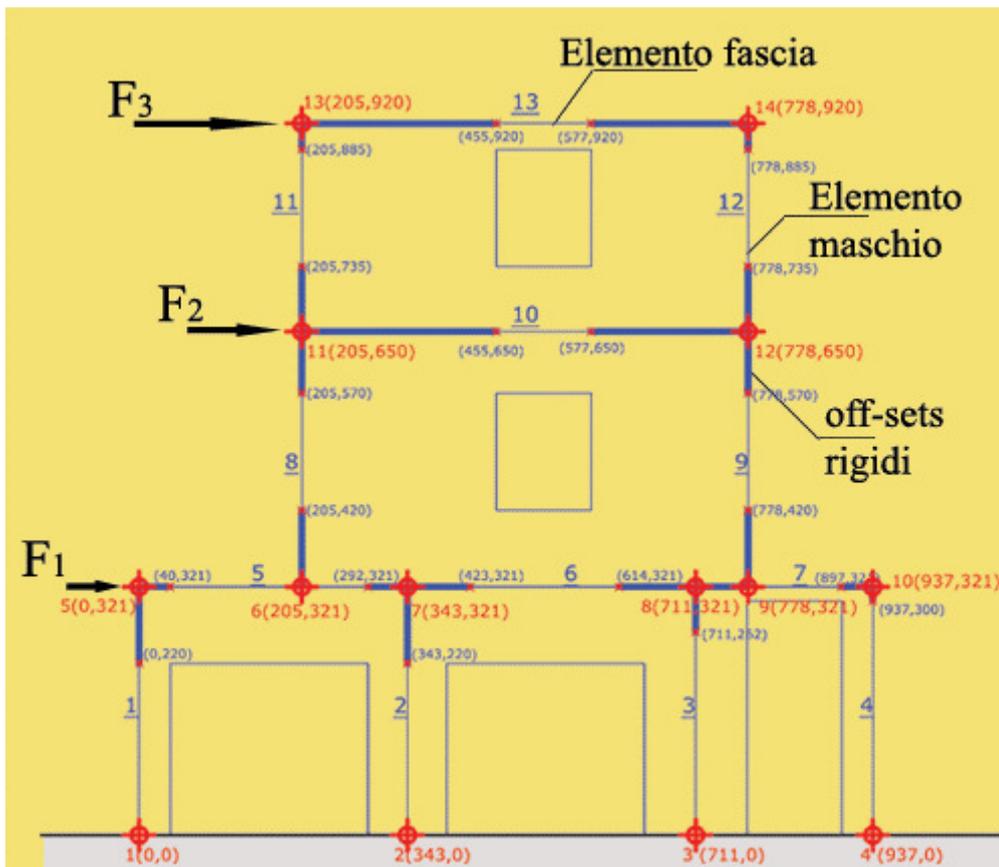


Figura 24 - Definizione dei tratti rigidi.

La fig. 51 evidenzia in maggior dettaglio lo schema strutturale; possono rilevarsi la numerazione dei nodi e delle aste, nonché la definizione dei tratti rigidi. Il modello potrà considerare che le pareti siano incastrate alla base; In generale, potrà essere considerato anche l'inserimento di travi alla Winkler; in particolare, anche tali travi di fondazione potranno essere caratterizzate da tratti rigidi, in corrispondenza delle zone di imposta delle pareti, mentre la luce deformabile potrà coincidere con l'apertura sovrastante (coincidenti ad esempio con le porte di accesso al piano terreno).

#### **2.4.2.1) Analisi statiche non lineari evolute (analisi pushover)**

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). I vari tipi di distribuzione di forze che possono essere considerati per l'analisi pushover sono descritti nel seguito. La procedura può essere svolta attraverso una serie di analisi elastiche sequenziali sovrapposte dove il modello matematico della struttura (più precisamente la matrice di rigidezza), viene continuamente aggiornato, per tener conto della riduzione di rigidezza degli elementi che entrano in campo plastico. La capacità di una struttura è pertanto rappresentata mediante una curva (curva di capacità) che ha come grandezze di riferimento il taglio alla base e lo spostamento di un punto di controllo dell'edificio (generalmente scelto come punto in copertura, per esempio coincidente con il baricentro dell'impalcato di copertura). La curva di capacità è quindi una caratteristica 'intrinseca' della struttura, che non dipende dall'input sismico. Essa dovrà in qualche modo essere utilizzata per verificare l'idoneità antisismica della struttura. Infatti, la curva di capacità può essere vista come un mezzo per ridurre una risposta complessa di un sistema a molti gradi di libertà, ad un legame tipico di un oscillatore non lineare ad un grado di libertà. In tal modo, viene reso possibile un diretto confronto con la domanda sismica rappresentata in termini di spettro di risposta. La domanda sismica, o domanda di spostamento (target displacement), rappresenta lo spostamento che, secondo l'input sismico, la struttura è chiamata a sostenere. Più avanti verrà descritto il metodo secondo il quale è possibile effettuare il confronto fra capacità (=della struttura) e domanda (=spostamento richiesto alla struttura) per eseguire la verifica antisismica dell'edificio.

### 2.4.2.2) Costruzione della curva di capacità

In sintesi, la costruzione della curva di capacità è basata 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 dei modelli. L'analisi si arresta quando vengono raggiunte particolari condizioni limite.

E' possibile adottare l'impostazione della metodologia a telaio equivalente, già utilizzata per le analisi lineari.

Agli elementi murari viene attribuito comportamento bilineare elastico-perfettamente plastico, quindi con rigidità tangente costante nella fase elastica, e nulla nella fase plastica. Viene quindi eseguita una serie di analisi elastiche sovrapposte, secondo il seguente algoritmo. L'algoritmo vale sia per casi spaziali che piani; ovviamente, nel caso piano vi è un'unica direzione orizzontale di riferimento (p.es. la X se si fa riferimento al piano XZ).

### 2.4.2.3) Algoritmo di analisi pushover

1. Si fissa una direzione di analisi (X o Y), ed una specifica distribuzione di forze, che determina i rapporti fra le forze via via incrementate ai vari piani. L'aumento progressivo del taglio globale si traduce quindi in corrispondenti aumenti delle forze di piano. Si fissa anche l'incremento di taglio (p.es.:  $V = 5000 \text{ kgf}$ ).

La distribuzione di forze può essere calibrata con la forma modale. Per edifici con molti piani o con forti irregolarità bisogna considerare anche gli effetti dei modi superiori al modo fondamentale (attraverso l'utilizzo di specifiche distribuzioni di forze); negli altri casi è possibile limitare la forma modale al modo fondamentale (il primo modo di vibrare nella direzione di analisi prefissata).

2. Risoluzione della struttura sottoposta ai carichi di gravità (combinazione secondo i coefficienti sismici dei carichi verticali, permanenti e variabili).

3. Applicazione dell'incremento di taglio globale, distribuito fra i vari piani in forze legate tra loro da rapporti corrispondenti alla distribuzione prescelta, e risoluzione della struttura.

4. Calcolo delle sollecitazioni complessive negli elementi strutturali, dovute alla combinazione del sistema di forze orizzontali con i carichi di gravità. Ad ogni passo del procedimento, le sollecitazioni e gli spostamenti incrementali (corrispondenti all'incremento di taglio globale alla base) vengono sommati ai corrispondenti valori del passo precedente (=11° passo (0) si identifica con la struttura sottoposta ai soli carichi di gravità), ottenendo così sollecitazioni e deformazioni complessive utilizzate ai punti 5. e 6.

5. Calcolo del taglio alla base  $V_b$  e dello spostamento  $d_c$  (=spostamento del punto di controllo, p.es. baricentro in copertura); la coppia ( $d_c, V_b$ ) è un punto della curva di capacità.

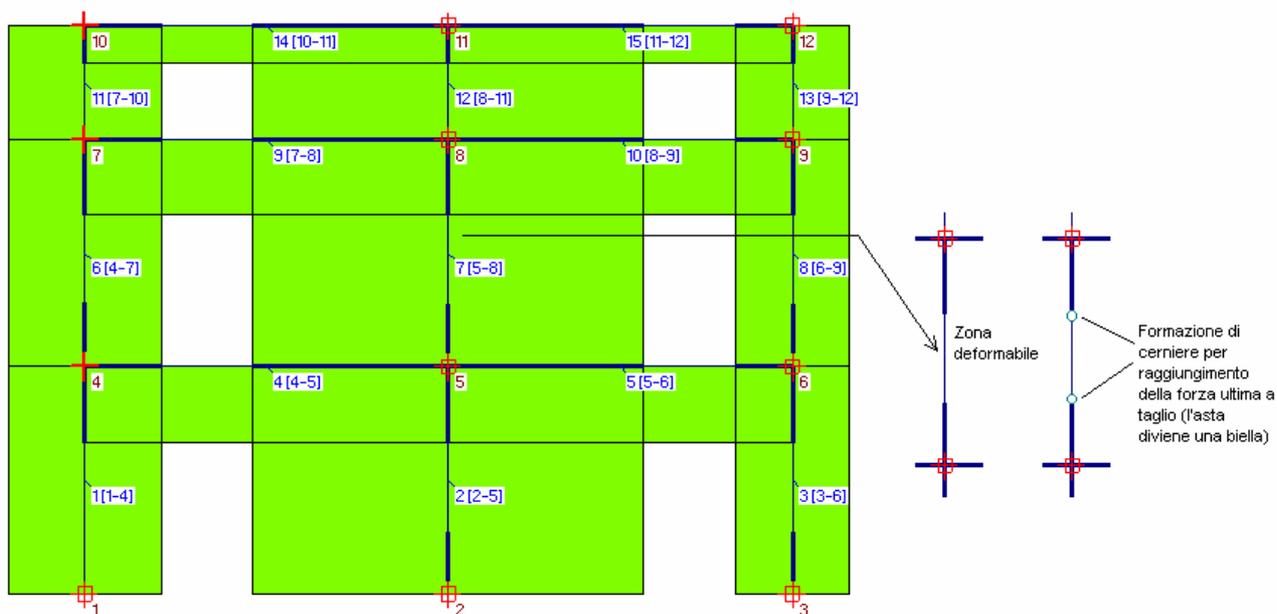
6. Verifica di sicurezza degli elementi resistenti (maschi murari). Gli elementi murari vengono sottoposti alle seguenti verifiche: complanari: pressoflessione, taglio per scorrimento, taglio per fessurazione diagonale; ortogonali: pressoflessione ortogonale (per la pressoflessione ortogonale si segue una legge costitutiva elasto-fragile, senza tratto plastico); deformazione per trazione. Se le verifiche sono tutte soddisfatte, la configurazione vincolare interna dell'elemento resta invariata.

Quando una verifica complanare, a taglio o a pressoflessione, non è più soddisfatta, viene registrata la fine del campo elastico ed il passaggio alla fase plastica. È necessario inserire nel modello cerniere plastiche che descrivono deformazioni in progressivo incremento sotto corrispondenti azioni interne costanti.

Se il taglio (scorrimento o fessurazione diagonale) raggiunge il valore ultimo, nei passi incrementali successivi non devono più esserci contributi di resistenza: il taglio deve restare costante. La rigidità a taglio secante si abatterà progressivamente, mentre la rigidità a taglio tangente si annulla: per interpretare questo fatto, il maschio murario viene trasformato in biella (asta reagente a solo sforzo normale). In tal modo, i passi successivi non contribuiranno più all'incremento del taglio agente nell'asta. La verifica a tensioni normali (pressoflessione complanare) sarà comunque eseguita anche ai passi successivi, controllando se le variazioni di sforzo normale conducano al superamento del limite di resistenza a compressione o producano l'entrata in trazione dell'asta.

Se la verifica a pressoflessione complanare non è soddisfatta alla base o in sommità, in tale sezione si predispongono per i passi successivi l'annullamento del momento flettente, inserendo un vincolamento interno a cerniera. Se la verifica non è soddisfatta a entrambi gli estremi, vengono poste due cerniere, e l'asta si trasforma in biella. Anche in questo caso, mentre la rigidità 'tangente' alla rotazione si annulla, la rigidità 'secante' è identificabile in una progressiva riduzione della rigidità alla rotazione elastica iniziale. Dopo l'inserimento della cerniera, il contributo incrementale al momento flettente si annulla, e il momento flettente complessivo in questa sezione resta costante. Se quindi l'esecuzione delle verifiche complanari segnano il passaggio per uno o più elementi dal campo elastico al campo plastico, è necessaria la revisione del modello. Essa consiste nel riaggiornamento della matrice di rigidità in base ai nuovi vincolamenti interni. Si ricorda che gli svincolamenti interni sono applicati agli estremi della luce deformabile, e quindi in caso di zone rigide agli estremi dell'asta, nel nodo interno di passaggio da luce deformabile a tratto rigido. Se la distribuzione di forze è calibrata sulla forma modale, ed è adattiva (cioè segue l'evoluzione delle caratteristiche dinamiche del sistema), tale forma deve essere aggiornata in corrispondenza di ogni revisione del modello. In altre parole, le variazioni sugli schemi statici delle aste determinano variazioni nei modi di vibrare e conseguentemente nei rapporti fra le forze ai vari piani, ossia nella distribuzione ai piani dell'incremento di taglio globale.

Durante la costruzione di una curva di capacità, il raggiungimento del taglio ultimo (scorrimento o fessurazione diagonale) in un maschio murario determina la sua trasformazione in biella, se invece è la verifica a pressoflessione complanare a non essere più soddisfatta, viene inserita una cerniera nella sezione di verifica. La matrice delle rigidità dell'asta cambia, e di conseguenza deve essere aggiornato il modello (matrice di rigidità complessiva della struttura) prima di applicare l'incremento di taglio globale successivo, in caso di distribuzione di forze modale adattiva, deve essere anche rieseguita l'analisi nodale, per determinare l'aggiornamento dei coefficienti di ripartizione fra i vari piani da applicare all'incremento di taglio globale del passo successivo.



Durante la costruzione di una curva di capacità, il raggiungimento del taglio ultimo (scorrimento o fessurazione diagonale) in un maschio murario determina la sua trasformazione in biella.  
Se invece è la verifica a pressoflessione complanare a non essere più soddisfatta, viene inserita una cerniera nella sezione di verifica.  
La matrice delle rigidità dell'asta cambia, e di conseguenza deve essere aggiornato il modello (matrice di rigidità complessiva della struttura) prima di applicare l'incremento di taglio globale successivo.  
In caso di distribuzione di forze modale adattiva, deve essere anche rieseguita l'analisi modale, per determinare l'aggiornamento dei coefficienti di ripartizione fra i vari piani da applicare all'incremento di taglio globale del passo successivo.

Figura 251 - Trasformazione dei vincoli interni delle aste con verifiche non più soddisfatte, durante la costruzione della curva della curva di capacità corrente

7. Ripetizione dei passi 3. 4. 5. 6. fino al raggiungimento, per almeno un maschio murario, di uno stato limite di collasso del tipo:

- deformazione complanare eccessiva (spostamento orizzontale oltre il limite consentito: il limite può essere definito secondo un approccio di duttilità, o, seguendo le indicazioni del D.M.14.i 2008, secondo una frazione dell'altezza deformabile della parete: in tal caso, il limite di riferimento è diverso a seconda che la prima plasticizzazione della parete sia avvenuta per taglio [0.4% H] o per pressoflessione [0.6% H in muratura esistente, 0.8% H in muratura nuova]);
- non reaganza a causa di deformazione di trazione;
- raggiungimento della resistenza ultima per pressoflessione ortogonale.

1. L'analisi degli edifici In muratura: si costruiscono in questo modo curve del tipo di quella riportata sotto.

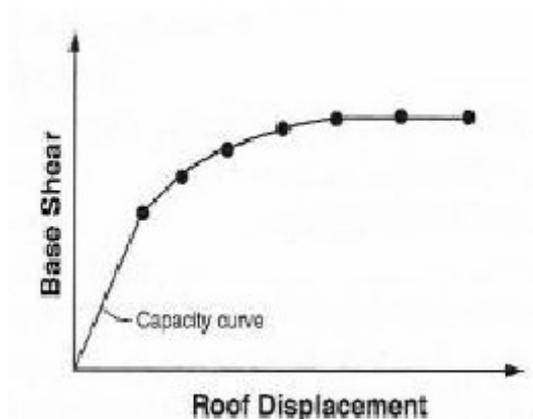


Figura 262 - Costruzione della curva di capacità

B. Il raggiungimento dello stato limite da parte di uno o più maschi murari segna una perdita di resistenza nella struttura.

Durante i punti precedenti del processo incrementale, l'entrata in fase plastica è stata descritta da una trasformazione vincolare (inserimento di cerniere), sotto azione interna costante: è stato quindi possibile proseguire con il processo incrementale, annullando ulteriori contributi per quelle sollecitazioni corrispondenti alle verifiche non più soddisfatte. Quando però un'asta raggiunge lo stato limite, vi è un'immediata caduta di resistenza: in tal caso, non è possibile proseguire col procedimento incrementale, poiché la redistribuzione delle azioni interne non è prevedibile, a causa della generalità del modello. Per definire la perdita globale di resistenza della struttura, è necessario ripetere l'intero processo (dal passo 2. al passo 7.) utilizzando un modello che, fin dalla risoluzione dello schema sottoposto ai carichi di gravità, sia caratterizzato da uno schema statico variato a causa degli elementi già plasticizzati e di quelli già collassati. Vengono così costruite nuove curve di capacità (sotto-curve)

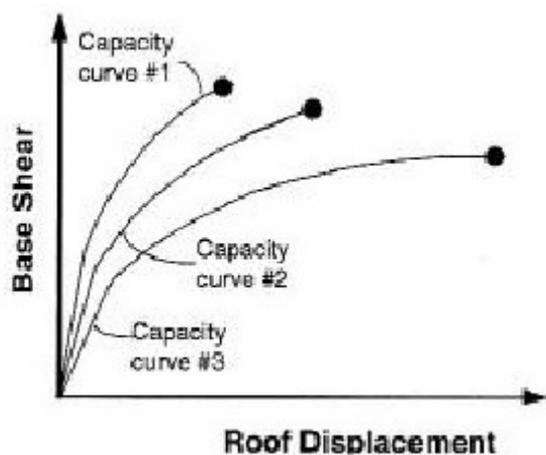


Figura 27 - Aggiornamento del modello

La variazione dello schema statico viene eseguita secondo i seguenti punti:

- si attribuisce rigidità alla traslazione ridotta agli elementi plasticizzati per taglio, ma non ancora collassati (la rigidità ridotta è la rigidità secante calcolata al passo corrispondente al collasso che ha segnato la fine del processo precedente; si osservi che lo spostamento orizzontale utilizzato in ascisse nella bilatera della singola parete, per esempio ai fini della definizione della rigidità secante, è lo spostamento differenziale fra gli estremi iniziale e finale del tratto deformabile);
- si attribuisce rigidità alla rotazione ridotta a quelle sezioni che, al momento dei termini del processo precedente, erano sede di cerniera dovuta a verifica a pressoflessione complanare non soddisfatta. Questa riduzione viene descritta da un vincolo interno a molla di torsione, con costante  $K$  determinata dal rapporto fra momento ultimo (=costante) e rotazione plastica (=rotazione della sezione depurata dalla componente elastica registrata prima del raggiungimento dei limiti di resistenza a flessione), registrati al momento del termine del processo precedente;
- si degradano a bielle gli elementi collassati a taglio o a pressoflessione (le bielle sono definite nel piano della parete in caso di azioni complanari, nel piano ortogonale se il collasso è stato determinato dalla pressoflessione ortogonale);
- con riferimento al comportamento elasto-plastico per azioni complanari (taglio e pressoflessione), dunque, le cerniere plastiche si rappresentano con la trasformazione dei vincoli interni a cerniera, durante la costruzione della singola sotto-curva; con degradazione della rigidità, quando si inizia la costruzione della sotto-curva successiva;
- si introduce una degradazione vincolare con sconnessione interna per traslazioni verticali, in quegli elementi che hanno manifestato deformazioni di trazione: tali aste devono infatti risultare completamente scariche. Tutti gli svincolamenti interni si riferiscono agli estremi della luce deformabile (e quindi, in presenza di tratti rigidi iniziali e/o finali, non coincidono con i nodi estremi di definizione dell'asta. In tutto ciò, si deve inoltre tener presente che la corretta gestione delle zone rigide negli schemi a telaio equivalente richiede la differenziazione delle zone rigide fra piano complanare e piano ortogonale: gli svincolamenti complanari possono quindi non essere applicati nelle stesse sezioni degli svincolamenti ortogonali).

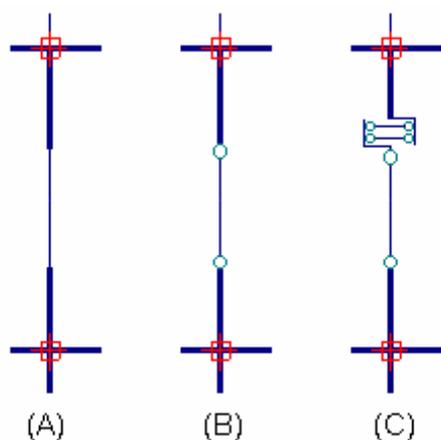


Figura 283 - Trasformazione di asta in biella ed eventuali sconnessioni per sforzo normale, per la costruzione di successive curve di capacità.

In figura, lo schema (A) è il maschio murario originario, in fase elastica. Se il maschio ha raggiunto la forza ultima a taglio, è divenuto una biella: schema (B). Se ha manifestato deformazione di trazione (allungamento), oltre alle cerniere si forma una sconnessione nel nodo di sommità che annulla completamente resistenza e rigidità del maschio murario: schema (C).

Pertanto, raggiunto il collasso di uno o più maschi murari, la curva di capacità corrente viene interrotta, ed il processo di costruzione della curva di capacità successiva riprende dal passo iniziale (con la risoluzione della struttura sottoposta ai carichi di gravità), avendo modificato gli schemi statici dei maschi collassati.

9. La costruzione delle sotto-curves, cioè delle curve di capacità progressivamente determinate dal collasso degli elementi resistenti, ha termine quando la struttura diviene labile o quando viene raggiunta una condizione globale limite inaccettabile (per esempio, uno spostamento eccessivo del punto di controllo).

10. La curva di capacità finale, che tiene conto delle progressive perdite di resistenza della struttura, raccorda superiormente le varie curve con dei tratti verticali, in corrispondenza dei vari stati limite di collasso rilevati nel corso del processo, assumendo la caratteristica forma a scalini (fig. 1.6.9).

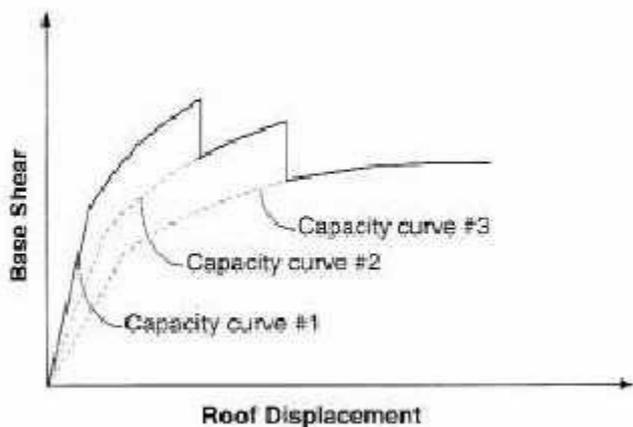


Figura 29 - Curva complessiva con andamento a gradini

I due diagrammi rappresentano la curva di capacità, cioè il diagramma taglio-spostamento del complesso murario.

Grazie al riferimento taglio alla base - spostamento del punto di controllo, l'analisi di un sistema complesso viene ricondotta ad un oscillatore ad un grado di libertà. Sarà quindi possibile eseguire i confronti di verifica utilizzando gli spettri di risposta secondo Normativa.

La curva di capacità è comunque una caratteristica intrinseca della struttura, nel senso che: fissata la geometria, i carichi, i materiali ed i vincoli interni, la costruzione della curva non dipende dalla zona sismica di ubicazione dell'edificio: questa entra in gioco solo al momento della verifica finale.

#### 2.4.2.4) Verifiche eseguite negli elementi murari

Il comportamento complanare del maschio murario viene descritto con un modello elastico perfettamente plastico.

Nel diagramma elasto-plastico a taglio, diversamente dai metodi tipo Por (dove lo sforzo normale veniva considerato costante), lo spostamento al limite elastico non è calcolabile a priori, in quanto lo sforzo normale - e

conseguentemente la resistenza a taglio - può variare durante l'analisi; deve quindi essere 'fotografato' al momento del raggiungimento del taglio ultimo. A partire dallo spostamento al limite elastico, il maschio murano potrà deformarsi a taglio costante fino a raggiungere lo spostamento limite consentito, detto anche spostamento di collasso, che può essere determinato dalla sua duttilità o da una deformazione massima prefissata (per esempio, in relazione ad una percentuale dell'altezza di piano).

La normativa (D.M.14.1,2008) fissa il massimo spostamento nei seguenti termini: in caso di collasso per pressoflessione:  $0.8\%H$  (per muratura esistente:  $0.6\%H$ ) dove  $H$  è l'altezza di deformazione del pannello; In caso di collasso per taglio:  $0.4\%H$ .

Nei confronti del taglio, il valore ultimo è determinato dal minimo fra i valori corrispondenti ai due meccanismi considerati (taglio per scorrimento, e taglio per fessurazione diagonale).

$$V_u = \min(V_t, V_s)$$

dove:

$V_t$  è la forza orizzontale corrispondente al collasso per taglio per trazione (o taglio per fessurazione diagonale).

La formulazione del taglio per trazione è riportata in Normativa per gli edifici esistenti (C8.7.1.5):

$$V_t = l_t \cdot f_{td} \sqrt{1 + \sigma_0 / f_{td}}$$

dove:  $f_{td} = b \cdot \tau_{0d}$  è la resistenza a trazione di progetto.  $b$  è un coefficiente dipendente dalla snellezza del pannello:  $b = 1.5$  per  $h/d \geq 1.5$ ,  $b = 1$  per  $h/d \leq 1.5$ , e  $b = h/d$  per  $1 < b < 1.5$ ; talvolta,  $b$  viene utilizzato sempre pari a  $1.5$ .

$\tau_{0d}$  è la resistenza a taglio di riferimento per la muratura, ottenuta dividendo il valore medio (vd. p.es. Tab.C8A.2,1) per il fattore di confidenza  $F_c$  (in analisi non lineare non si divide per il coefficiente parziale di sicurezza del materiale  $\gamma_M$ ). Per la muratura nuova,  $\tau_0$  si può considerare coincidente con  $f_{vm0} = f_{vk0}/0.7$

$V_s = l' \cdot t \cdot f_{vd}$  è la forza orizzontale corrispondente al collasso per taglio - scorrimento, dove:

$l'$  è la larghezza della parte compressa della parete (zona reagente);

$f_{vd}$  è la resistenza a taglio di progetto, definita, in analisi non lineare, nel seguente modo:

Per muratura nuova:  $f_{vd} = f_{vm} = f_{vm0} + 0.4 \sigma_n$

(i valori medi sono ricavabili dai valori caratteristici dei materiali:  $f_{vm0} = f_{vk0}/0.7$ ).

Per muratura esistente:  $f_{vd} = (\tau_0 + 0.4 \sigma_n) / F_c$

Si osservi che per ottenere la resistenza di progetto, la riduzione  $F_c$  va applicata al valore medio della resistenza del materiale. Nel caso del taglio per scorrimento, il valore medio della resistenza è espresso dalla formula complessiva, essendo sia il primo termine  $\tau_0$  sia il Fattore  $0.4$  (=coefficiente d'attrito) del secondo termine entrambi parametri caratteristici del materiale.

Per quanto riguarda la pressoflessione, la relazione momento-rotazione è ancora di tipo elastico-perfettamente plastico.

Il momento ultimo corrispondente al collasso per pressoflessione complanare, che segna l'inizio delle rotazioni plastiche, è definito in §7.8.2.2.1:

$$M_u = (l^2 t \sigma_0 / 2) (1 - \sigma_0 / 0.85 f_d), \text{ dove:}$$

$l$  è la larghezza della parete,  $t$  è lo spessore della parete,  $\sigma_0$  è la sollecitazione verticale media ( $\sigma_0 = N/l \cdot t$ , Con  $N$  forza verticale agente),  $N = \sigma_0 \cdot l \cdot t$ ;  $f_d$  è la resistenza a compressione di calcolo della muratura, definita, in analisi non lineare, nel seguente modo:

Per muratura nuova:  $f_d = f_m$  (i valori medi sono ricavabili dai valori caratteristici dei materiali:  $f_m = f_k/0.7$ ).

Per muratura esistente:  $f_d = f_m / \gamma_c$ .

In aggiunta a tali verifiche di resistenza, i maschi murari con deformazione per trazione devono essere considerati completamente non reagenti, ossia con rigidità e resistenza entrambe nulle.

In analisi non lineare di modelli spaziali (3D), vengono inoltre condotte verifiche a taglio (scorrimento e/o fessurazione diagonale) e a pressoflessione nel piano ortogonale, ipotizzando un comportamento analogo al piano complanare ma senza tratto plastico (elasto-fragile). Seguendo la norma (7.8.2.2.3), il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete viene calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della resistenza pari a  $0.85 f_d$  e trascurando la resistenza a trazione della muratura. Il calcolo del momento ultimo a pressoflessione ortogonale è riportato in figura seguente: nota l'azione di calcolo  $N = \sigma_0 \cdot l \cdot t$ , ed essendo noto lo sforzo normale ultimo  $N_u = l \cdot t \cdot 0.85 \cdot f_d$ , resta determinato il momento di collasso.

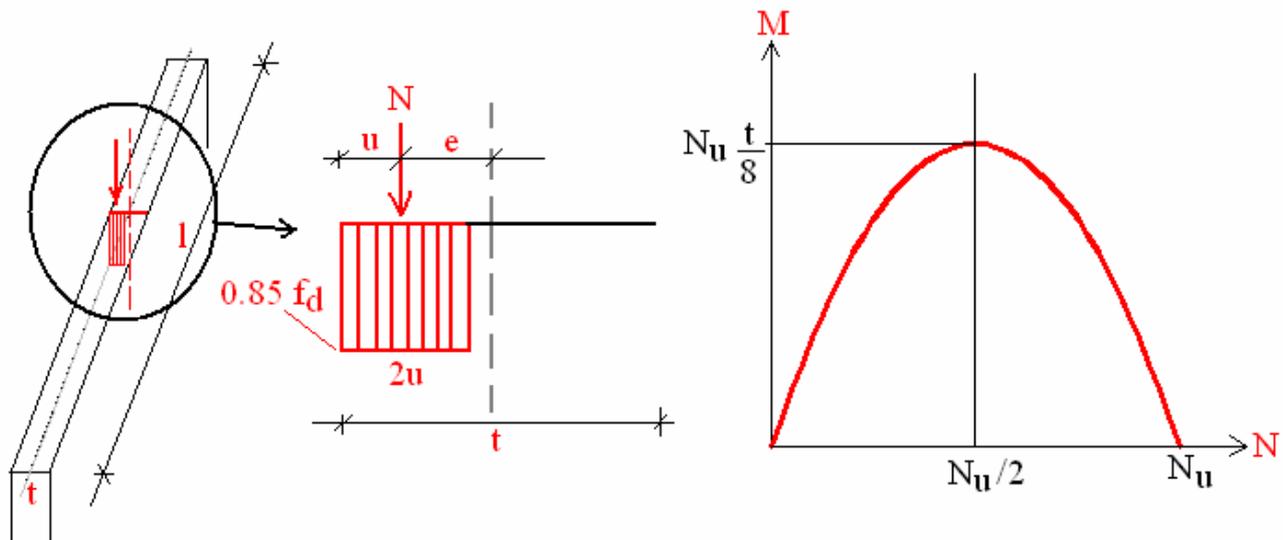


Figura 30 - Momento ultimo per pressoflessione ortogonale

$$\text{Si ha: } 0.85 \cdot f_d \cdot 2u \cdot l = N \cdot u = N / (0.85 \cdot f_d \cdot 2l)$$

$$e = t/2 - u, A = l \cdot t$$

$$M = N \cdot e = N (t/2 - u) = N [t/2 - N / (0.85 f_d \cdot 2l)] =$$

$$= N \cdot t/2 \cdot [1 - N / (0.85 \cdot f_d \cdot A)] = N \cdot t/2 \cdot (1 - N/N_u), \text{ essendo: } N = 0.85 \cdot f_d \cdot A$$

$$\rightarrow M = N \cdot t/2 \cdot (1 - N/N_u)$$

Per  $N = N_u$ :  $M = 0$ ; per  $N = 0$ :  $M = 0$ ; per  $N = N_u/2$ :  $M = N_u t / 8$  (massimo momento di collasso).

Fin qui sono stati trattati esplicitamente i maschi murari. Nell'edificio in muratura sono presenti anche elementi murari orizzontali (le fasce di piano), il cui comportamento costituisce uno degli aspetti più ostici nella modellazione dell'edificio in muratura ed è tuttora oggetto di numerosi studi.

In §7.8.2.2.4, nell'ambito dei nuovi edifici, viene definita la verifica delle travi di accoppiamento in muratura (o 'strisce', elementi orizzontali di unione fra maschi murari). Oltre alla verifica a taglio, deve essere normalmente effettuata anche la verifica a pressoflessione.

Se il calcolo è stato eseguito sotto l'ipotesi di solai infinitamente rigidi nel piano, le azioni assiali nelle strisce sono teoricamente nulle: viene in tal caso fornita una metodologia di analisi a pressoflessione, considerando presente nella striscia un elemento reagente a trazione (p.es. architrave). Il momento flettente corrisponde ad una coppia che genera trazione nell'elemento ad essa resistente, e compressione nella parte muraria.

Qualora  $N$  sia noto dal calcolo, la verifica viene ricondotta alla formulazione valida anche per i maschi murari. Tuttavia, in molti casi  $N$ , pur essendo definito dal calcolo, risulterà basso (scarsa compressione delle strisce) e quindi la verifica non potrà prescindere dal contributo dell'elemento resistente a trazione: In pratica, si deve applicare una verifica a pressoflessione simile alla verifica agli stati limite per pilastri in c.a. o pannelli di muratura armata. Per quanto riguarda le travi di accoppiamento in muratura in edifici esistenti, §C8.7.1.4 fornisce specifiche indicazioni. In pratica, è possibile verificare tali elementi nell'ambito degli schemi a 'telaio equivalente' qualora possa svilupparsi una resistenza a trazione (da parte di catene, architravi, cordoli, elementi di irrobustimento quali fasce in FRP).

Si comprende che per gli edifici esistenti occorre una campagna di indagine approfondita per comprendere le reali capacità di resistenza a pressoflessione degli elementi orizzontali, tenendo conto della varietà tipologica.

Alcuni modelli sono stati calibrati facendo riferimento, per le fasce, alla sola verifica a taglio. Per quanto riguarda la verifica a taglio, generalmente si utilizza la formulazione per fessurazione diagonale.

La sollecitazione tagliante nelle fasce, infatti, non è parallela alla giacitura dei letti di malta (come invece avviene nel caso dei maschi), e quindi la verifica per scorrimento sembra inappropriata.

Il diagramma di comportamento delle fasce può essere assunto elasto-fragile, o elasto-plastico: nel caso di plasticità, è necessario definire uno spostamento limite, che può essere per esempio relazionato alla crisi successiva di maschi murari.

#### **2.4.2.5) 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 lineare viene eseguita con una delle seguenti distribuzioni di forze:

Distribuzioni fisse;

A) Forze proporzionali alle masse

B) Forze proporzionali alla distribuzione da utilizzarsi per l'analisi statica lineare

C) Forze proporzionali alla distribuzione delle forze modali corrispondenti al primo modo di vibrazione nella direzione considerata, si tratta di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione.

La C) è un'alternativa valida alla B) perché consente di stimare una migliore resistenza dell'edificio (la forma del primo modo è sempre più precisa e meno penalizzante dell'andamento triangolare usato in analisi statica lineare).

D) Forze proporzionali alla forma modale 'equivalente', tenendo conto di tutti i modi significativi (quelli che movimentano l'85% della massa nella direzione esaminata, X o Y). Questo tipo di distribuzione è indicato, nelle analisi pushover, per edifici con molti piani o con forti Irregolarità, dove diventa indispensabile considerare anche gli effetti dei modi superiori. Negli edifici in muratura, generalmente piuttosto bassi, è una distribuzione poco utilizzata; potrebbe essere indicata nel caso di irregolarità notevoli in pianta (p.es. per tener conto direttamente di forme modali torsionali).

Distribuzioni adattive

E) Forze proporzionali alla prima forma modale, ma tenendo conto dell'evoluzione della rigidità e conseguentemente delle forme di vibrazione conseguenti allo sviluppo delle deformazioni inelastiche. 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 influente, 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.

F) Distribuzione di forze adattiva tenendo conto di tutti i modi significativi (quelli che movimentano l'85% della massa nella direzione esaminata, X o Y).

Fra le 5 distribuzioni considerate, E) ed F) sono le uniche distribuzioni dove i rapporti reciproci fra le forze, mentre si incrementa il taglio totale alla base, cambiano ai vari passi, al variare delle rigidità degli elementi. Infatti, gli elementi in fase plastica hanno rigidità secante in progressiva diminuzione o equivalentemente rigidità tangente nulla; gli elementi collassati hanno rigidità e resistenza nulle. Le variazioni di rigidità comportano la ri-esecuzione dell'analisi modale, e conseguentemente l'aggiornamento dei rapporti fra le forze nella tipologia di distribuzione considerata. L'analisi è detta adattiva.

Anche nell'ipotesi di dimensioni in pianta e in elevazione costanti per l'intero edificio, le masse di piano non sono tutte fra loro uguali, sia per la concentrazione dei pesi propri a livello degli impalcati (p.es. all'ultimo piano solo metà pareti viene attribuita al livello di copertura), sia per i diversi carichi di esercizio (piani intermedi: civile abitazione; copertura: neve), sia per i diversi coefficienti di combinazione dei carichi variabili.

In caso di masse tutte uguali, la distribuzione di forze (A) proporzionali alle masse corrisponderebbe a forze uguali a tutti i piani, mentre la (B) (forze utilizzate per l'analisi statica lineare) presenterebbe andamento perfettamente triangolare. La distribuzione (A) può considerarsi corrispondente ad un campo di spostamenti unitario costante.

Si osservi che il campo di spostamenti adottato per la distribuzione delle forze corrisponde ad una ipotesi sulla deformata dinamica: pertanto, anche il coefficiente di partecipazione  $r$  definito in §7.3.4.1 (nell'ambito della descrizione dell'analisi statica non lineare), utilizzato per scalare il sistema multi-gradi di libertà (M-GDL) ed ottenere

la curva di capacità del sistema 1-GDL equivalente (oscillatore monodimensionale), si può ritenere che debba corrispondere a tale campo di spostamenti. Ad esempio, per la distribuzione (A):  $\Gamma = 1.000$ .

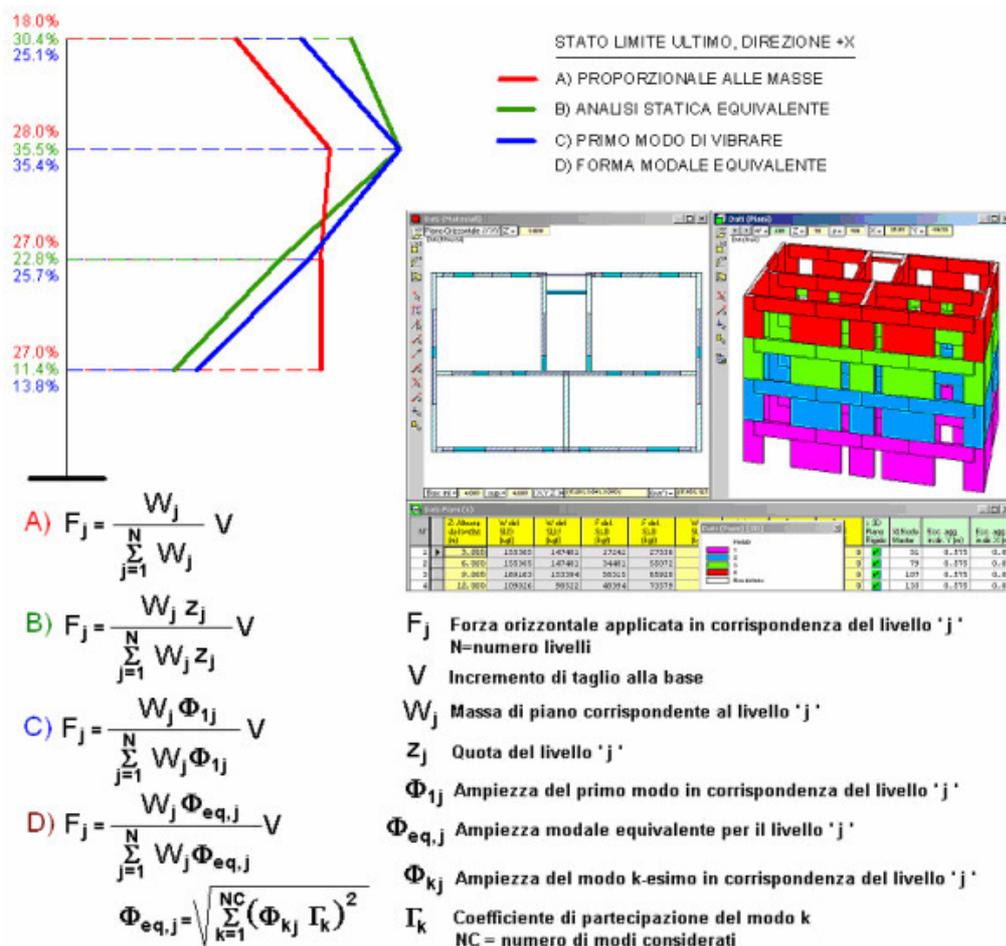


Figura 4 - distribuzioni di forze in analisi pushover

#### 2.4.2.6) Verifiche di sicurezza in analisi pushover; stati limite di danno e ultimo

L'esecuzione dell'analisi pushover consiste nella costruzione della curva di capacità, e nella successiva fase di verifica. Più curve vengono in generale elaborate per uno stesso edificio: si considerano in genere le due direzioni di riferimento X e Y (o altre due direzioni ortogonali significative), nei due versi (+/-, se non vi sono simmetrie che a priori rendono superfluo il cambio di verso), con il contributo o meno dei momenti torcenti di piano aggiuntivi, per varie distribuzioni di forze (almeno due: la (A) e la (B) definite in 1.6.4.4., secondo §7.3.4.1). Il tutto, sotto l'ipotesi di una massa sisma predefinita, cioè quella corrispondente alla combinazione dei carichi formulata in §3.2.4.

In linea di principio, si potrebbero considerare altre combinazioni di carico (o equivalentemente, di massa) significative: per esempio, la completa assenza di carichi variabili, un caso certamente importante (nella vita dell'edificio possono sicuramente aversi situazioni di assenza di carichi di esercizio). In ogni caso, si devono considerare più curve, per ognuna delle quali deve essere condotta sino in fondo la procedura di verifica descritta in

questo paragrafo. La situazione più sfavorevole fra tutte le curve considerate sintetizzerà la capacità antisismica dell'edificio.

Le recenti indicazioni normative si fondano sui metodi agli Stati Limite, dove lo Stato Limite è una configurazione di riferimento della struttura nei confronti della quale si devono svolgere le idonee verifiche di sicurezza.

In particolare, la capacità antisismica dell'edificio deve adempiere ad una doppia esigenza:

- salvaguardare le vite umane di fronte agli eventi più forti (Stato Limite Ultimo SLV);
- conservare l'agibilità, in caso di eventi più frequenti (Stato Limite di Danno: SLD).

Generalmente si tende ad attribuire ai due Stati Limite masse uguali, anche se valori differenti (come era stato proposto nella prima edizione dell'OPCM 3274) potrebbero essere considerati a causa della diversa probabilità di ricorrenza dell'evento sismico più forte o di quello più frequente.

Se le masse sono coincidenti, viene costruita un'unica curva di capacità, dove saranno studiati lo SLD e lo SLU. Secondo la Normativa, la capacità di spostamento relativa agli stati limite di danno e ultimo deve essere valutata sulla corrispondente curva di capacità, in corrispondenza dei punti seguenti:

SID: dello spostamento minore tra quello corrispondente al punto di massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due punti sulla stessa verticale appartenenti a piani consecutivi eccede il valore  $0.003 H$  ( $H$  = altezza di interpiano).

SLU: dello spostamento corrispondente ad una riduzione della forza non superiore al 20% del massimo, per effetto della progressiva eliminazione dei contributi dei maschi murari che raggiungono lo spostamento ultimo. Rilevato quindi lo spostamento corrispondente allo stato limite considerato, occorre valutare se sia idoneo o meno.

In altre parole, occorre valutare se la domanda di spostamento (=spostamento richiesto secondo Normativa) è inferiore o no alla capacità mostrata dalla struttura.

Viene quindi determinato il diagramma dell'oscillatore monodimensionale equivalente, tramite i seguenti passi:

- dal sistema M-GDL (a più gradi di libertà) si ottiene la curva del sistema 1-GDL (oscillatore monodimensionale) equivalente tramite scalatura secondo il coefficiente di partecipazione e definito in §C7.3.4.1;
- viene poi definito il sistema bilineare equivalente così operando: la rigidità elastica si trova tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0.7 volte il valore massimo; il tratto orizzontale viene individuato tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve bilineare e complessiva, fino allo spostamento ultimo del sistema;

- viene quindi calcolato il periodo elastico  $T$  del sistema bilineare equivalente;

- applicando quindi la procedura descritta in dettaglio in §C7.3.4 (integrata da §7.8.1.6, §C7.8.1.5.4 per la muratura), per il sistema bilineare equivalente si calcola la domanda sismica in spostamento, attraverso l'utilizzo degli spettri di risposta; la domanda viene convertita in quella effettiva dell'edificio amplificandola con il coefficiente di partecipazione  $\Gamma$ . Se la domanda sismica è maggiore o uguale della capacità di spostamento, la verifica è soddisfatta.

In generale, per le murature, lo stato limite di riferimento è SIV, in quanto tali edifici in generale collassano per raggiungimento del limite di resistenza prima di aver raggiunto deformazioni di danno. Per tale motivo, il risultato in termini di PGA (PGA = accelerazione di picco al suolo) per SLV è più sfavorevole del corrispondente risultato per SLD. Una considerazione di questo tipo è chiaramente riportata in [8], al par. 3.3.2.

#### 2.4.2.6.1 I domini di resistenza N-M

I domini di resistenza N-M prodotti da PC.E possono essere utilizzati per le verifiche lineari e non lineari. In caso di analisi lineare, nel dominio di una data sezione vengono riportati i punti di sollecitazione relativi agli stati esaminati per tale sezione nell'ambito dell'analisi. Con riferimento ad un elemento strutturale, p.es. un pilastro, gli stati di sollecitazione si riferiscono alla sezione di base e a quella di sommità.

In caso di analisi non lineare, i punti di sollecitazione rappresentano i successivi stati esaminati durante l'analisi incrementale. E' quindi particolarmente interessante vedere, ad esempio, come il punto di sollecitazione a partire da una posizione interna iniziale si avvicina progressivamente alla frontiera: ciò corrisponde all'aumento progressivo del momento flettente (corrispondente all'aumento del taglio sismico). Dalla visualizzazione dei punti si evince anche la variazione (eventuale) dello sforzo normale agente durante l'analisi incrementale.

Il dominio è suddiviso per colorazione nei campi di comportamento individuati da sforzi normali notevoli, calcolati in base alle caratteristiche dell'acciaio e del calcestruzzo. Tali sforzi normali si indicano con i simboli:  $N_1, N_{2A}, N_{2B}, N_3, N_{4A}, N_{4B}, N_5, N_{max}$  (per la muratura ordinaria:  $N_1=0, N_5, N_{max}$ ).

PC.E consente la generazione dei domini di resistenza indipendentemente dall'analisi attraverso il comando illustrato nella figura seguente; all'inizio di ogni esecuzione dell'analisi, i domini vengono comunque rigenerati in modo da assicurare coerenza con i dati eventualmente modificati.

I domini vengono generati per i seguenti elementi:

- pareti in muratura ordinaria (maschi murari, tipologia M):

se si è scelta la legge di comportamento a pressoflessione parabolico-rettangolare invece di stress-block, oppure se la parete è consolidata con sistema CAM;

- fasce in muratura (tipologie S,F) appartenenti ad un edificio in muratura armata: se sono non nulle entrambe le armature  $A_{s,xy}$  (estradosso) e  $A_{s,xz}$  (intradosso);

- fasce in muratura ordinaria (tipologie S,F):

se si è scelta la legge di comportamento a pressoflessione parabolico-rettangolare invece di stress-block, oppure se la fascia è consolidata con sistema CAM;

oppure se si è specificata un'armatura in grado di assicurare resistenza a trazione in intradosso ( $A_{s,xz}$ ) e/o in estradosso ( $A_{s,xy}$ ). In presenza di elementi resistenti a trazione, le relazioni presenti in §7.8.5 vengono sostituite dall'elaborazione del dominio di resistenza;

Alle fasce in muratura si applica la limitazione in §7.8.2.2.4 sul massimo della trazione, che deve essere pari a  $(0.4 f_{hd} ht)$  (tale limitazione non viene considerata in caso di rinforzo CAM). Poiché  $f_{hd}$  assume valori diversi a seconda dell'analisi (dal tipo di analisi dipende il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_M$  che condiziona la resistenza di progetto), per ottenere comunque un correttivo sempre valido per la sezione, si fa riferimento al valore di  $f_{hd}$  più sfavorevole. Nel caso che la limitazione non sia soddisfatta, l'armatura viene adeguatamente ridefinita;

- pareti in muratura armata (tipologia A):

se è stata definita l'armatura almeno nel piano di flessione complanare;

- elementi verticali in c.a. (tipologie C,R):

se è stata definita l'armatura in entrambi i piani di flessione locali  $xy$  e  $xz$ ; la verifica per elementi verticali in c.a. è condotta in pressoflessione deviata e richiede quindi l'analisi della sezione nei due piani di sollecitazione (per le pareti in muratura, invece, le verifiche a pressoflessione complanare e a pressoflessione ortogonale sono disaccoppiate, cioè vengono eseguite separatamente); - elementi orizzontali in c.a. (tipologie T: travi in elevazione, e Z: travi di fondazione):

se è stata definita l'armatura nel piano di flessione principale (complanare =  $xz$ ). Nel caso che nessun elemento si trovi in una di queste condizioni, la generazione dei domini non viene effettuata.

Noto il dominio di resistenza della sezione di un dato elemento strutturale, la verifica di resistenza (in analisi lineare o non lineare) per una coppia di sollecitazione ( $N_{sd}$ ,  $M_{sd}$ ) viene condotta determinando anzitutto in quale campo ricade  $N_{sd}$ ; quindi, utilizzando la relazione non lineare campo, si trova la posizione  $\xi$  dell'asse neutro corrispondente alla configurazione di rottura; noto  $\xi$ , si calcola il momento ultimo (momento resistente)  $M_{Rd}$  corrispondente: a questo punto, si confronta  $M_{sd}$  con  $M_{Rd}$  (verifica di sicurezza).

Se la verifica è soddisfatta ( $M_{sd} \leq M_{Rd}$ ): in caso di analisi lineare, la verifica è definitivamente soddisfatta; in caso di analisi non lineare (pushover), la verifica è soddisfatta al passo corrente. Al passo incrementale successivo verrà nuovamente eseguita.

Se la verifica non è soddisfatta ( $M_{sd} > M_{Rd}$ ): in caso di analisi lineare, la verifica è definitivamente non soddisfatta; in caso di analisi non lineare (pushover), nell'elemento beam (rappresentativo dell'elemento strutturale) del telaio equivalente si forma la cerniera plastica a pressoflessione; l'analisi proseguirà e ai passi successivi tenendo conto del degrado di rigidità, con diverso comportamento a seconda del tipo di rottura duttile (per armatura) o fragile (per calcestruzzo) (ovviamente, oltre alla pressoflessione, il comportamento ad un generico passo dell'analisi non lineare è condizionato anche dalla verifica a taglio).

Oltre a  $M_{Rd}$ , l'algoritmo implementato in PC.E calcola il momento di snervamento, che nel caso di rottura duttile (lato armature) è l'effettivo momento resistente utilizzato nella verifica (in analisi non lineare, il momento di snervamento segna la formazione della cerniera plastica). Vengono inoltre determinati il momento di parzializzazione corrispondente a  $N_{Id}$ , nonché le deformazioni e la zona reagente determinate dalla coppia di sollecitazione  $N_{sd}$ ,  $M_{sd}$ : la posizione dell'asse neutro corrispondente a  $M_{sd}$  definisce la zona reagente (nel caso di elementi murari con legge parabolico-rettangolare, è così possibile condurre la verifica a taglio per scorrimento sulla reale zona reagente corrispondente alla pressoflessione applicata sulla sezione insieme al taglio). Le deformazioni corrispondenti a ( $N_{sd}$ ,  $M_{sd}$ ) consentono anche il controllo del mantenimento della sezione in campo 'elastico', richiesto dalla verifica delle travi di fondazione.

#### 2.4.2.7) L'analisi con il software Aedes

Sulle caratteristiche del metodo a telaio equivalente (schema ad aste monodimensionali) applicato agli edifici in muratura si è ampiamente trattato ai paragrafi precedenti. Autorevoli studiosi (Calvi, Magenes) hanno indagato approfonditamente sulle potenzialità di questo tipo di modellazione, proponendo algoritmi per l'analisi e la verifica degli edifici in muratura. Con riferimento costante a tali fonti, e alla ricerca operata nel settore, PC.E ha sviluppato

l'analisi pushover sul telaio equivalente, seguendo una metodologia che ha il grande vantaggio di costituire una comprensibile evoluzione dei metodi Por, i quali di fatto diventano un 'sottoinsieme' di tutte le ipotesi possibili. In questa metodologia.

Per applicare la nuova Normativa sismica, l'edificio viene esportato da PC.M verso PC.E (ambiente di analisi ad elementi finiti monodimensionali, finalizzato alla modellazione dell'edificio secondo il criterio del 'telaio equivalente', nel rispetto delle indicazioni normative del D.M.14.1.2008).

L'edificio in muratura verrà modellato a telaio rispettando le zone rigide (intersezioni fra maschi e fasce di piano), zone distinte nei piani complanare e ortogonale della singola parete.

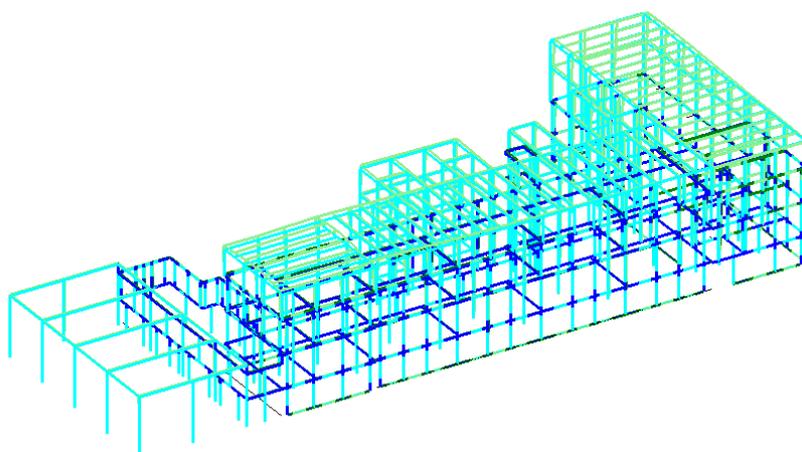
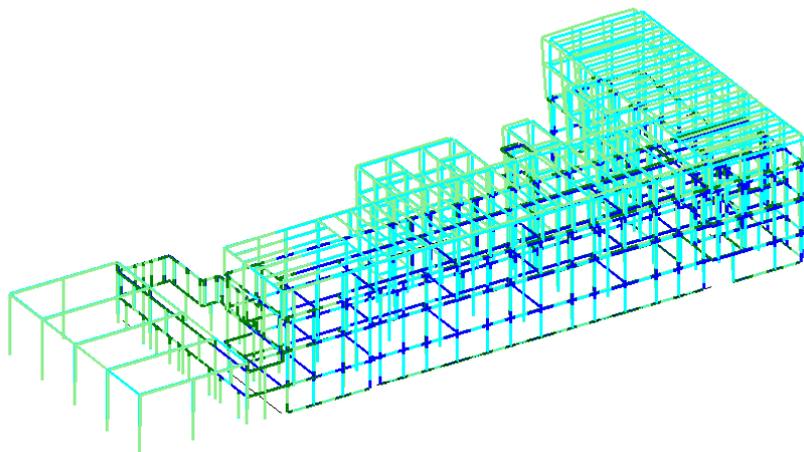
L'input viene quindi completato in ambiente PC.E, definendo ad esempio opportuni collegamenti (link) aggiuntivi e ridefinendo in modo adeguato le condizioni di carico e i vincolamenti esterni dei nodi ed interni delle aste. La configurazione tridimensionale (con aste tutte collegate fra loro nei nodi) presenta i vantaggi di una descrizione più appropriata e completa della struttura, unitamente ad una modalità di modellazione conveniente (ad aste monodimensionali) e sufficientemente idonea alla descrizione del comportamento della muratura.

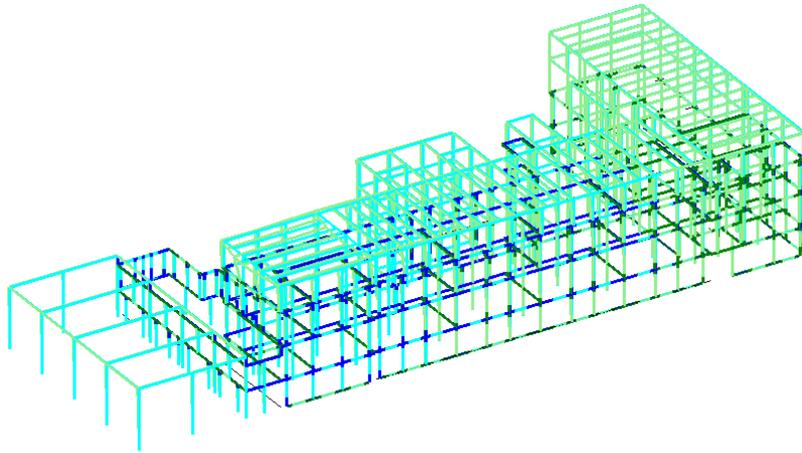
Esecuzione di mesh bi o tridimensionali, che non siano associate a sofisticate leggi costitutive non lineari (e la non linearità della muratura dipende soprattutto da motivi di non resistenza a trazione, e di comportamento rigido-fragile), possono essere considerate onerose e inopportune. Esse corrispondono di fatto ad una trattazione troppo complessa, applicabile solo con grande difficoltà a murature irregolari e con aperture disallineate, quali sono quelle caratterizzanti gli edifici esistenti. Se unite a non appropriate ipotesi di comportamento del materiale, possono indurre a ritenere esatti i risultati mentre tutto il corretto approccio verso l'edificio in muratura prevede che i valori ottenuti dall'analisi siano considerati come ordine di grandezza, e preferibilmente indagati nella loro dipendenza dai parametri più incerti. Anche per tale motivo, l'adozione di una metodologia semplice appare preferibile.

Le aste possono essere variamente vincolate; ad esempio le murature meno significative possono essere modellate come bielle in modo da non assumere forze orizzontali, i nodi possono essere anch'essi vincolati a piacere; nodi baricentrici vengono utilizzati nella schematizzazione master/slave per la rappresentazione dei piani rigidi. Nel caso di piani flessibili, le masse sono considerate agenti localmente, e l'analisi pushover può comunque essere condotta con successo: lo spostamento del centro di massa equivarrà, in tal caso, al baricentro delle masse nella configurazione deformata.

## 2.5) RISULTATI

### 2.5.1) Analisi modale-struttura esistente





TD Defomata

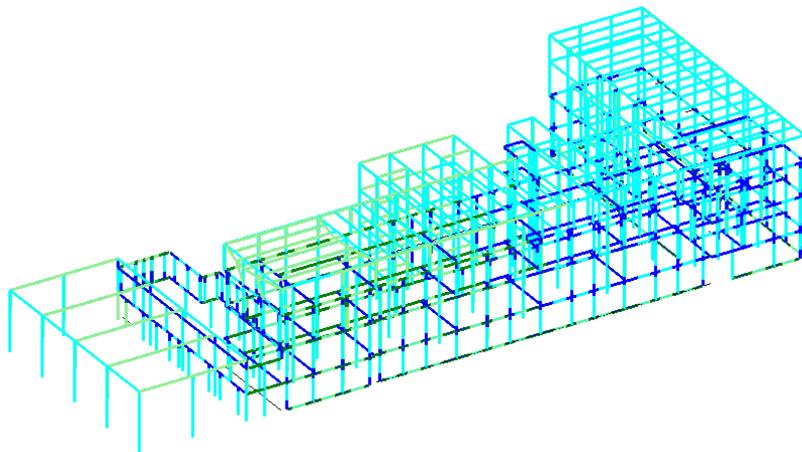
Modo 3/30

T = 0.312 sec

M\*X: 33.8% - Tot: 59.2%

M\*Y: 5.0% - Tot: 62.9%

Modi di vibrare



TD Defomata

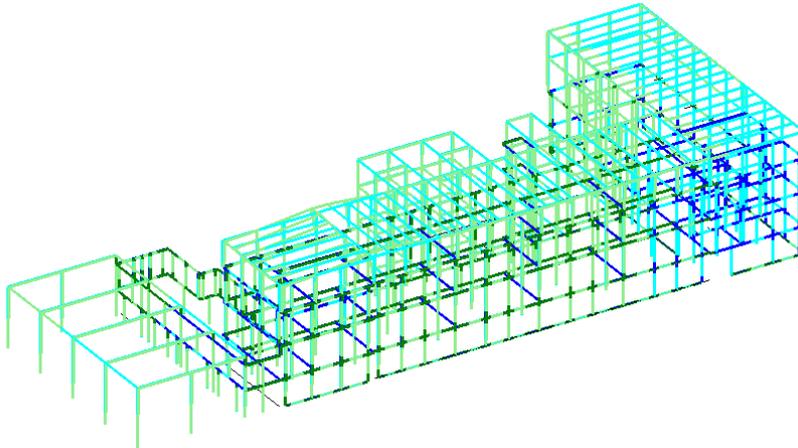
Modo 4/30

T = 0.260 sec

M\*X: 12.0% - Tot: 71.2%

M\*Y: 0.0% - Tot: 62.9%

Modi di vibrare



Defomata

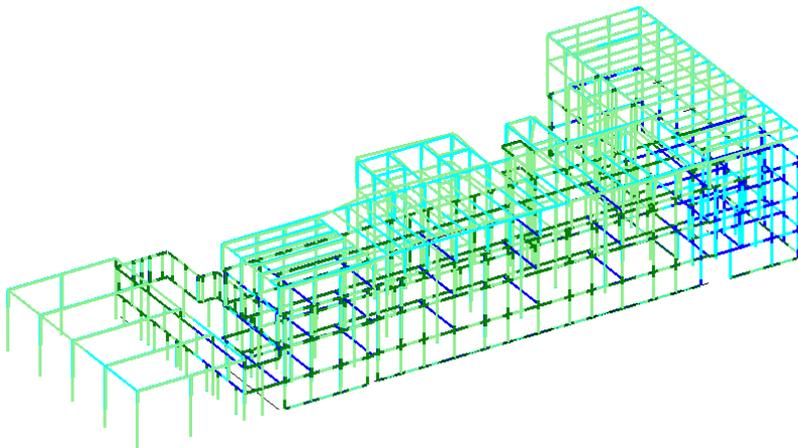
Modo 5/30

T = 0.227 sec

M\*X: 0.5% - Tot: 71.7%

M\*Y: 5.1% - Tot: 68.0%

Modi di vibrare



Defomata

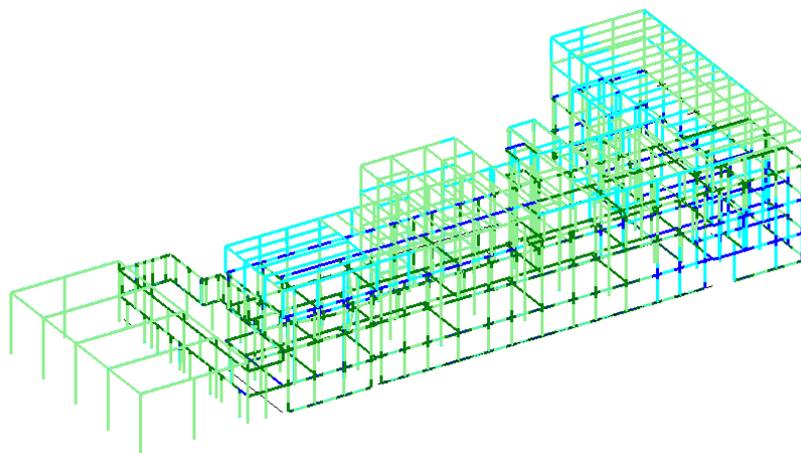
Modo 6/30

T = 0.198 sec

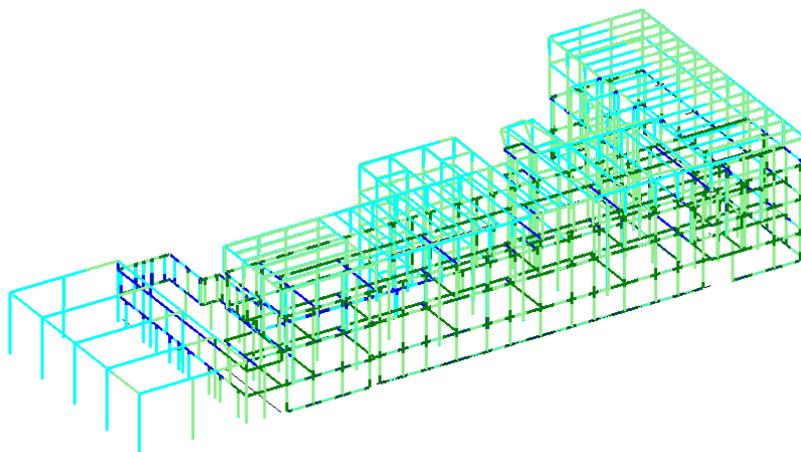
M\*X: 0.0% - Tot: 71.7%

M\*Y: 1.7% - Tot: 69.7%

Modi di vibrare



Defomata  
Modo 7/30  
T = 0.190 sec  
M\*X: 0.1% - Tot: 71.9%  
M\*Y: 2.1% - Tot: 71.8%  
Modi di vibrare

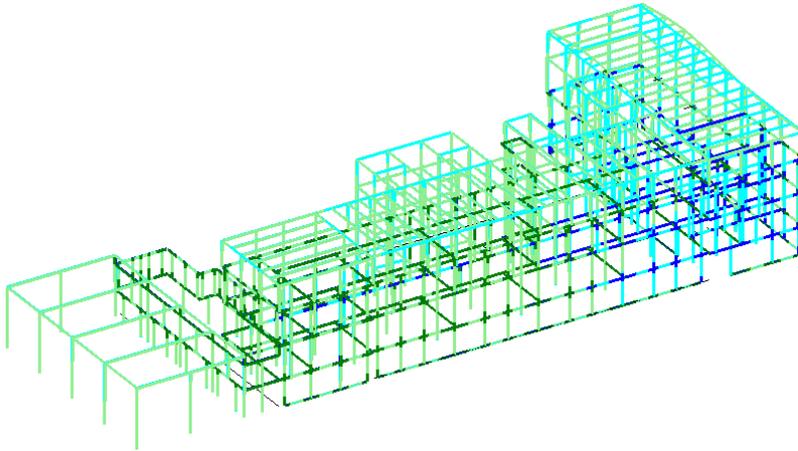


Defomata  
Modo 8/30  
T = 0.187 sec  
M\*X: 0.0% - Tot: 71.9%  
M\*Y: 2.4% - Tot: 74.1%  
Modi di vibrare

Modo 9/30  
T = 0.180 sec  
M\*X: 1.8% - Tot: 73.7%  
M\*Y: 0.1% - Tot: 74.3%

Deformata

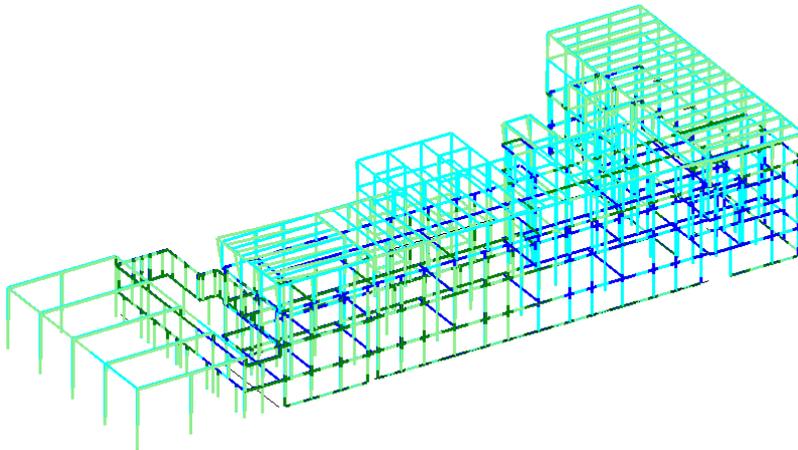
Modi di vibrare

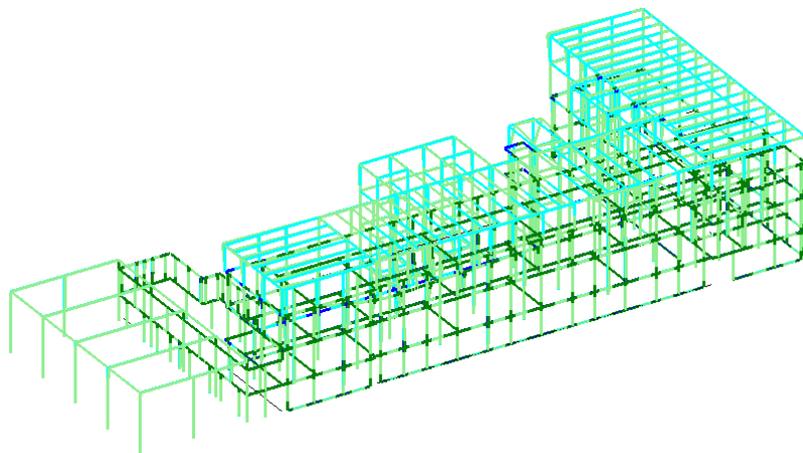


Modo 10/30  
T = 0.164 sec  
M\*X: 0.0% - Tot: 73.7%  
M\*Y: 0.1% - Tot: 74.3%

Deformata

Modi di vibrare



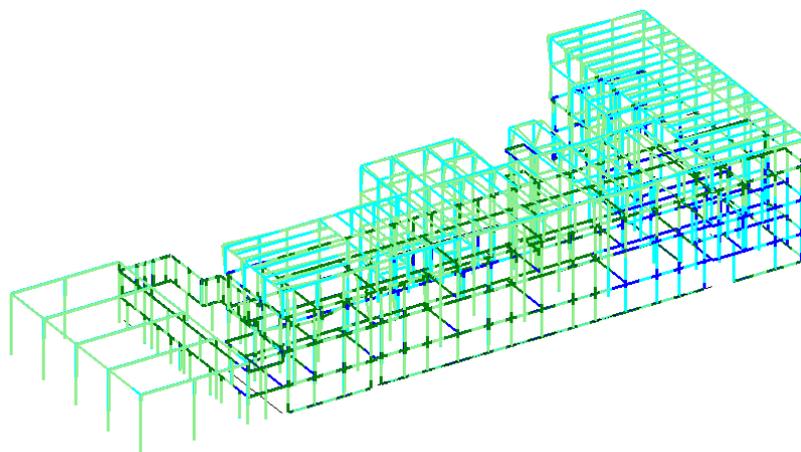


TD Defomata

Modo 11/30

T = 0,159 sec  
M\*X: 0.1% - Tot: 73.8%  
M\*Y: 3.4% - Tot: 77.8%

Modi di vibrare



TD Defomata

Modo 12/30

T = 0,157 sec  
M\*X: 0.0% - Tot: 73.8%  
M\*Y: 0.0% - Tot: 77.8%

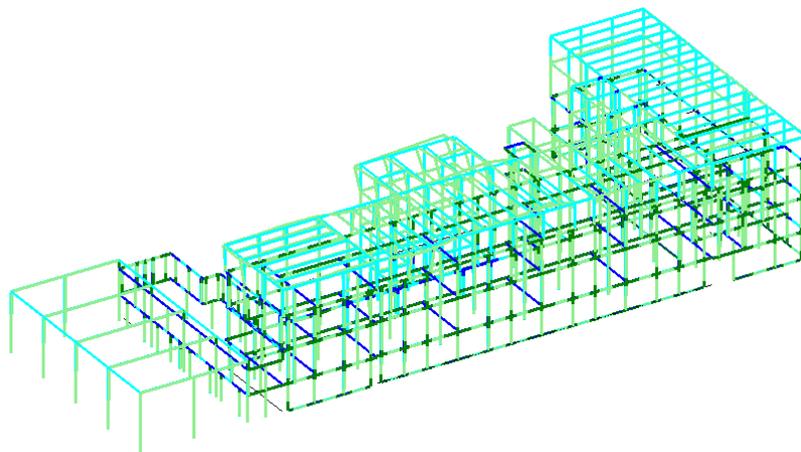
Modi di vibrare

Defomata

Modo 13/30

T = 0.153 sec  
M\*X: 0.1% - Tot: 73.9%  
M\*Y: 3.7% - Tot: 81.5%

Modi di vibrare

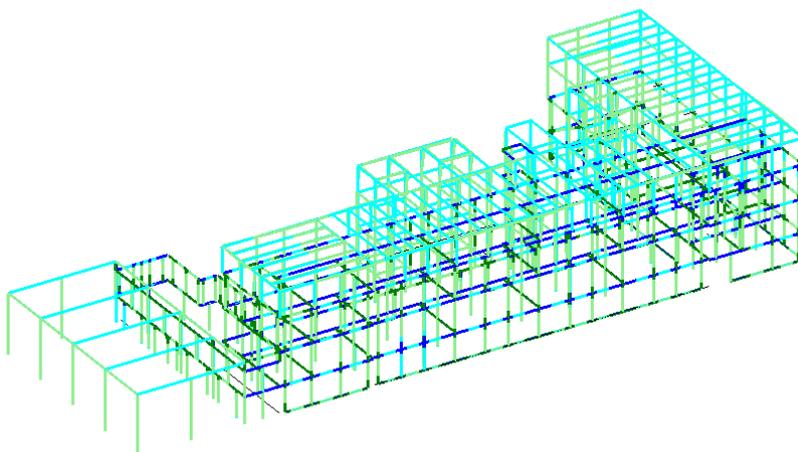


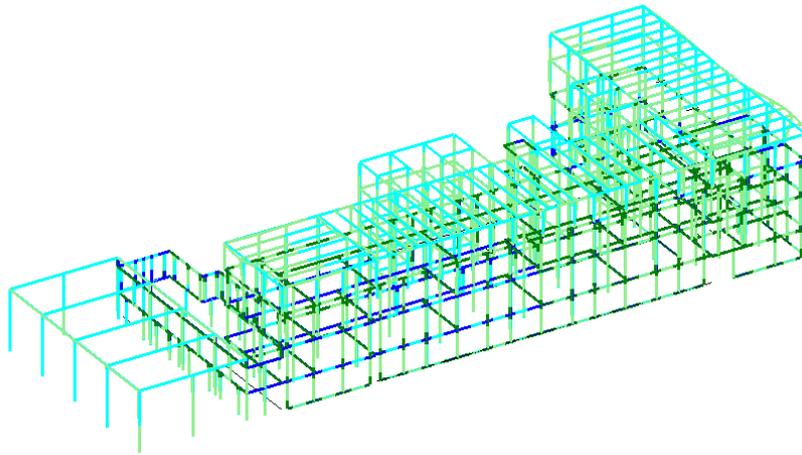
Defomata

Modo 14/30

T = 0.151 sec  
M\*X: 1.0% - Tot: 74.9%  
M\*Y: 0.0% - Tot: 81.5%

Modi di vibrare





TT Defomata

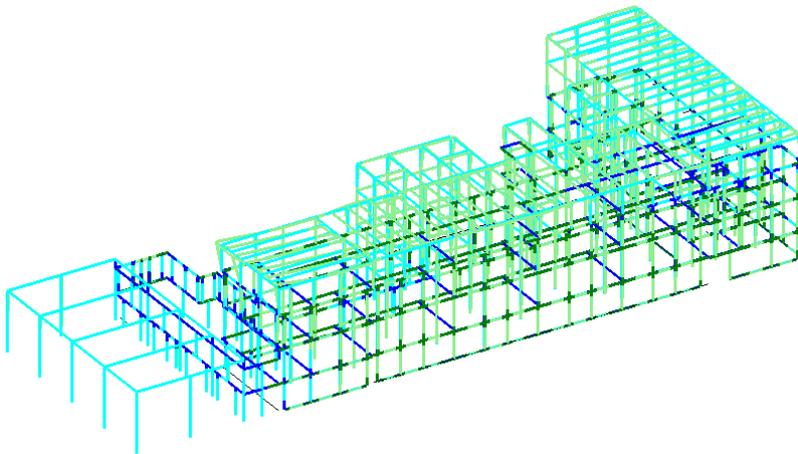
Modo 15/30

T = 0.150 sec

M\*X: 3.8% - Tot: 78.7%

M\*Y: 0.0% - Tot: 81.5%

Modi di vibrare



TT Defomata

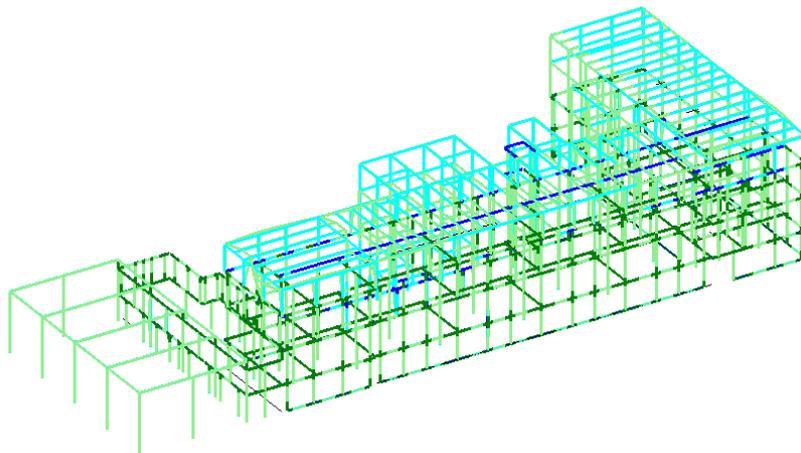
Modo 16/30

T = 0.147 sec

M\*X: 0.5% - Tot: 79.1%

M\*Y: 3.3% - Tot: 84.7%

Modi di vibrare

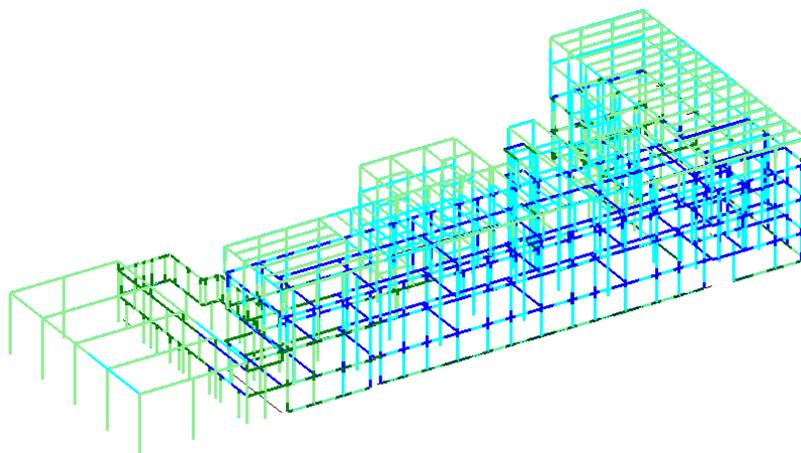


Defomata

Modo 17/30

T = 0.142 sec  
M\*X: 0.7% - Tot: 79.8%  
M\*Y: 1.6% - Tot: 86.3%

Modi di vibrare

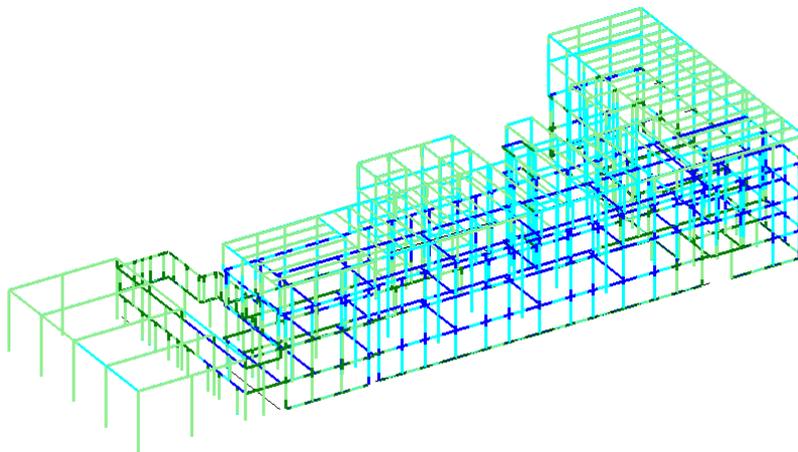


Defomata

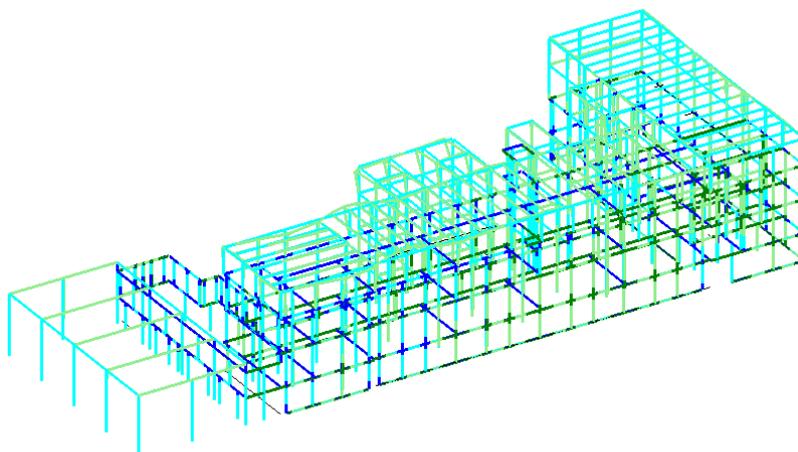
Modo 18/30

T = 0.137 sec  
M\*X: 0.0% - Tot: 79.8%  
M\*Y: 0.0% - Tot: 86.4%

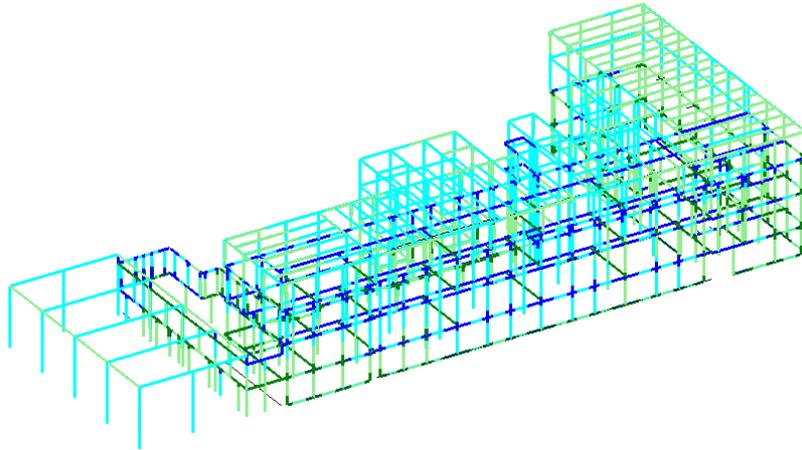
Modi di vibrare



Defomata    Modo 19/30    T = 0.133 sec  
Mx: 0.0% - Tot: 79.8%  
My: 0.2% - Tot: 86.5%  
Modi di vibrare



Defomata    Modo 20/30    T = 0.132 sec  
Mx: 0.4% - Tot: 80.3%  
My: 0.1% - Tot: 86.7%  
Modi di vibrare

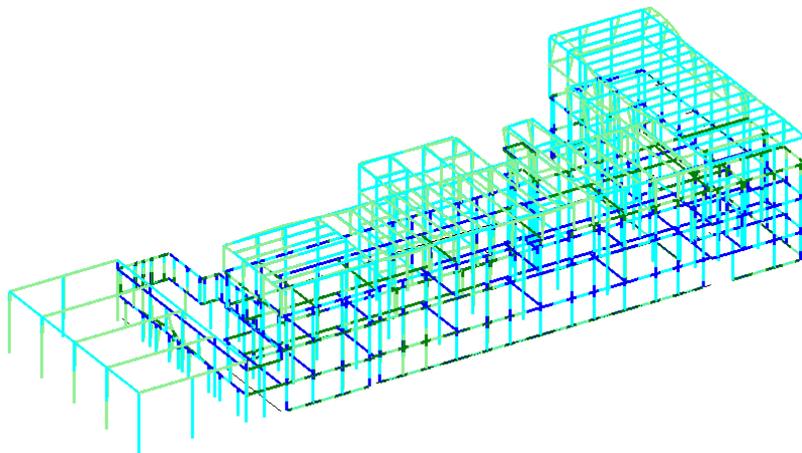


Defomata

Modo 21/30

T = 0.129 sec  
M\*X: 0.1% - Tot: 80.4%  
M\*Y: 0.1% - Tot: 86.8%

Modi di vibrare

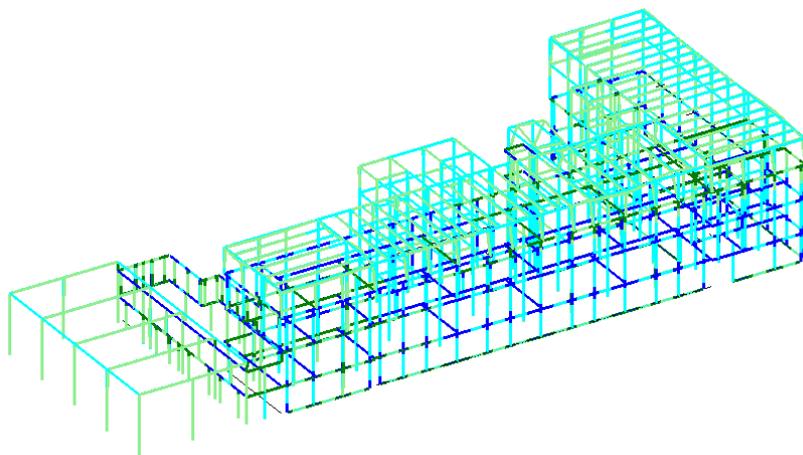


Defomata

Modo 22/30

T = 0.125 sec  
M\*X: 0.8% - Tot: 81.2%  
M\*Y: 0.0% - Tot: 86.8%

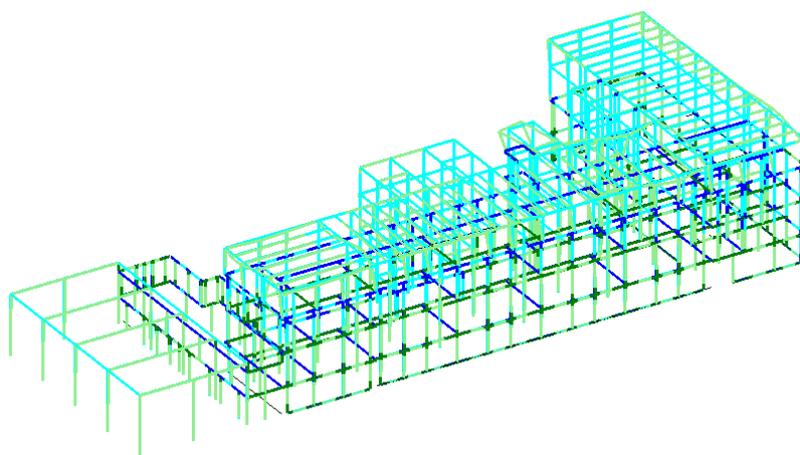
Modi di vibrare



Modo 24/30  
T = 0.121 sec  
M<sup>X</sup>: 0.1% - Tot: 81.2%  
M<sup>Y</sup>: 0.2% - Tot: 87.0%

Deformata

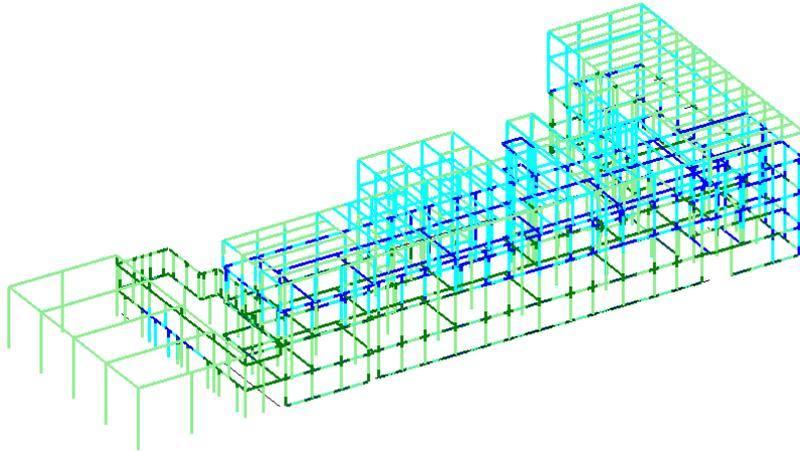
Modi di vibrare



Modo 25/30  
T = 0.119 sec  
M<sup>X</sup>: 0.2% - Tot: 81.4%  
M<sup>Y</sup>: 0.6% - Tot: 87.6%

Deformata

Modi di vibrare



Defomata

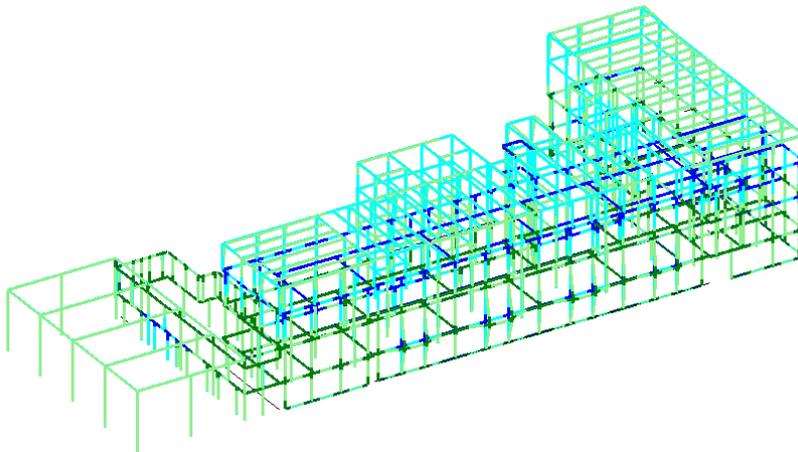
Modo 26/30

T = 0.117 sec

M\*X: 0.2% - Tot: 81.6%

M\*Y: 0.2% - Tot: 87.9%

Modi di vibrare



Defomata

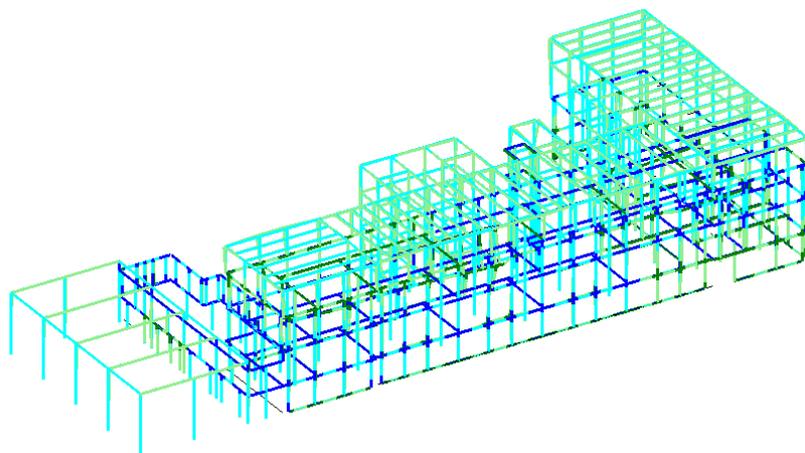
Modo 27/30

T = 0.112 sec

M\*X: 0.7% - Tot: 82.3%

M\*Y: 3.0% - Tot: 90.8%

Modi di vibrare

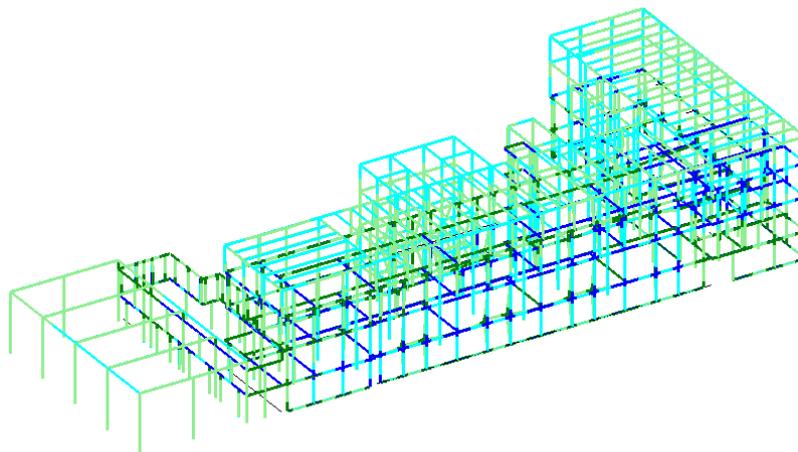


Defomata

Modo 28/30

T = 0.112 sec  
M\*X: 1.6% - Tot: 83.9%  
M\*Y: 0.5% - Tot: 91.4%

Modi di vibrare



Defomata

Modo 29/30

T = 0.111 sec  
M\*X: 0.0% - Tot: 83.9%  
M\*Y: 0.0% - Tot: 91.4%

Modi di vibrare

Defomata

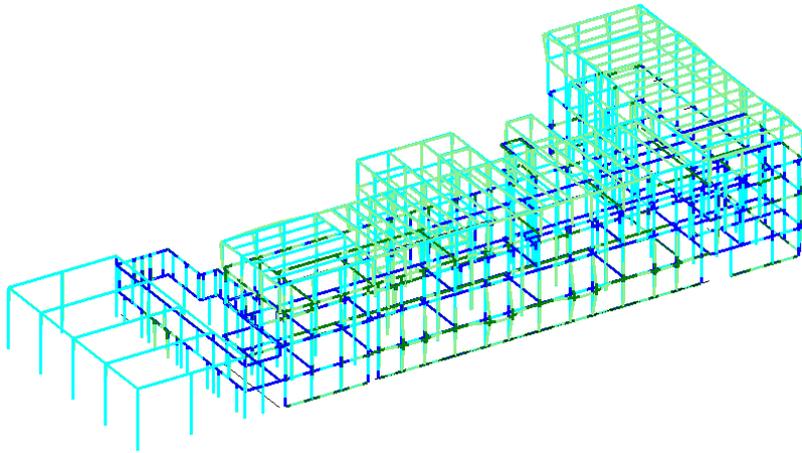
Modo 30/30

T = 0.109 sec

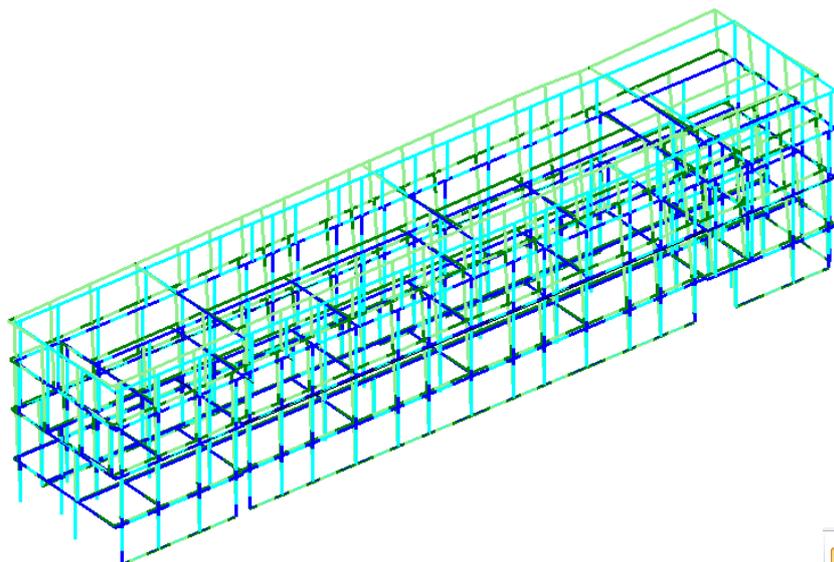
M\*X: 1.9% - Tot: 85.7%

M\*Y: 0.0% - Tot: 91.4%

Modi di vibrare



### 2.5.2) Analisi modale-Struttura in progetto-Corpo principale in pietrame



Defomata

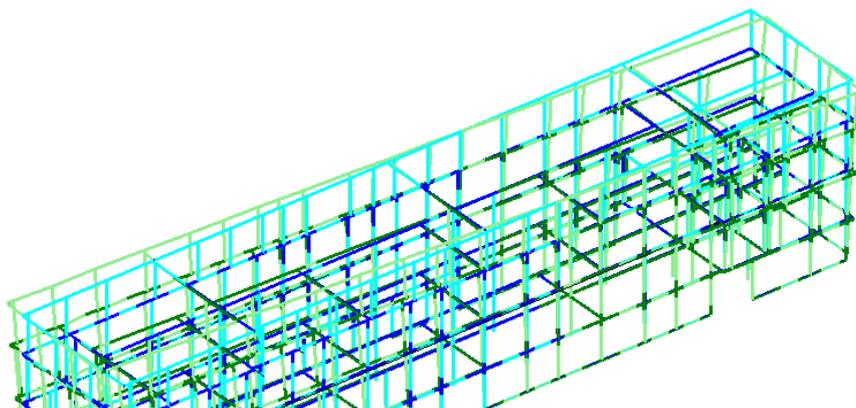
Modo 1/28

T = 0.338 sec

M\*X: 0.1% - Tot: 0.1%

M\*Y: 68.6% - Tot: 68.6%

Modi di vibrare



Defomata

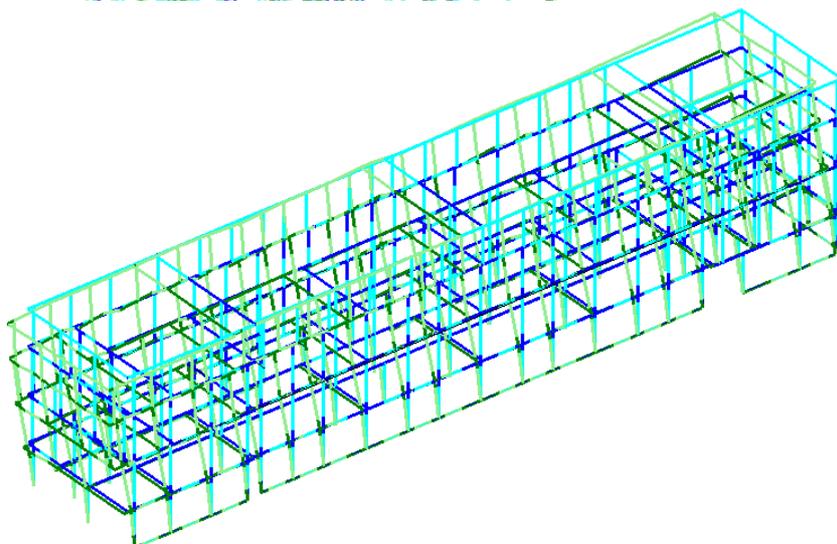
Modo 2/28

T = 0.274 sec

M\*X: 0.3% - Tot: 0.3%

M\*Y: 7.7% - Tot: 76.3%

Modi di vibrare



Defomata

Modo 3/28

T = 0.225 sec

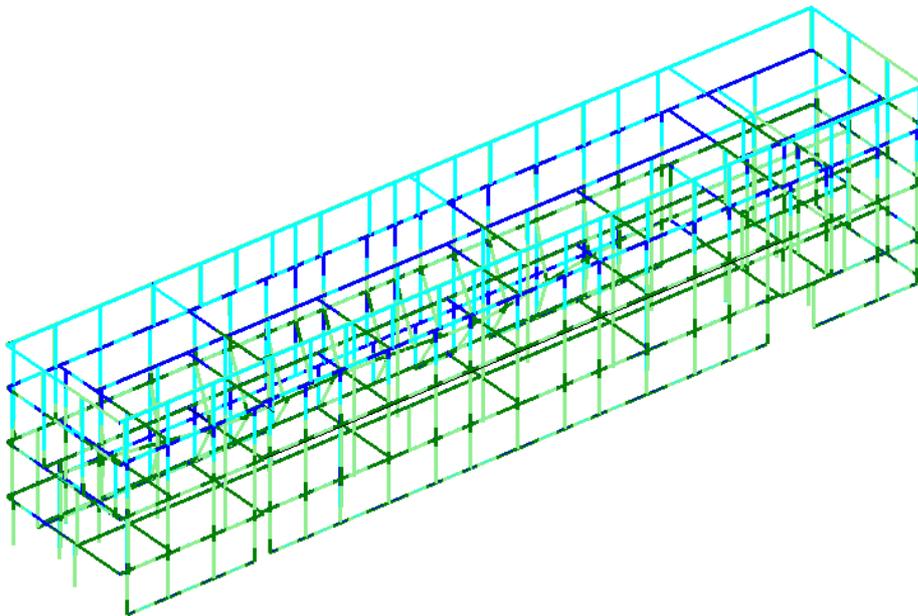
M\*X: 75.9% - Tot: 76.2%

M\*Y: 0.0% - Tot: 76.3%

Modi di vibrare

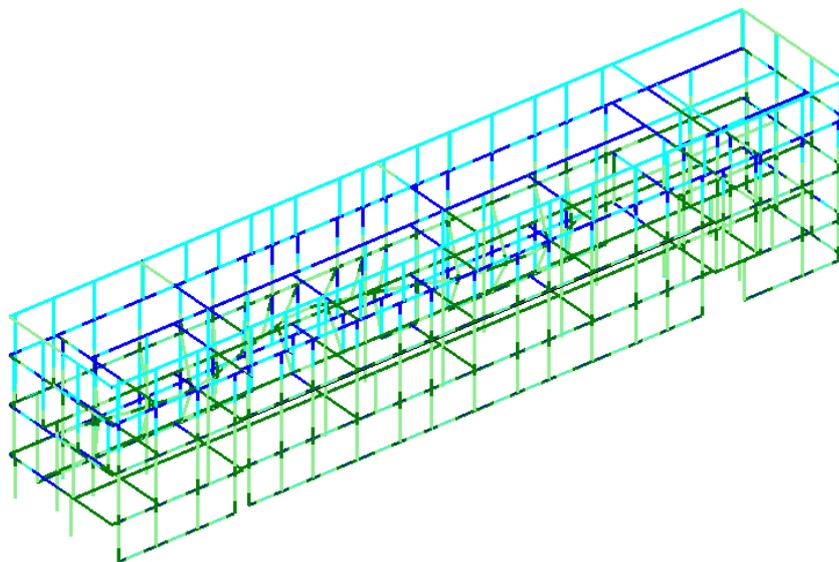
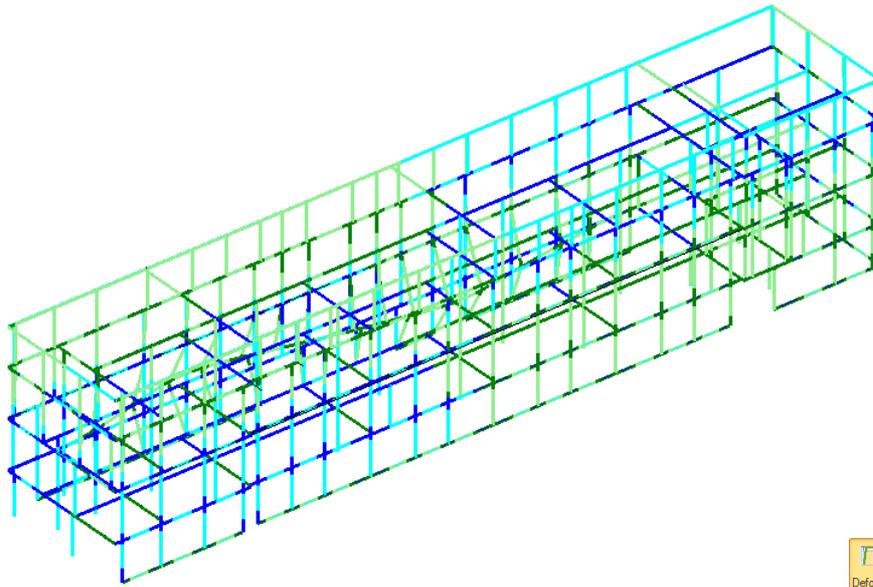
Defomata Modulo 4/28 T = 0.174 sec  
M\*X: 0.0% - Tot: 76.2%  
M\*Y: 2.7% - Tot: 79.0%

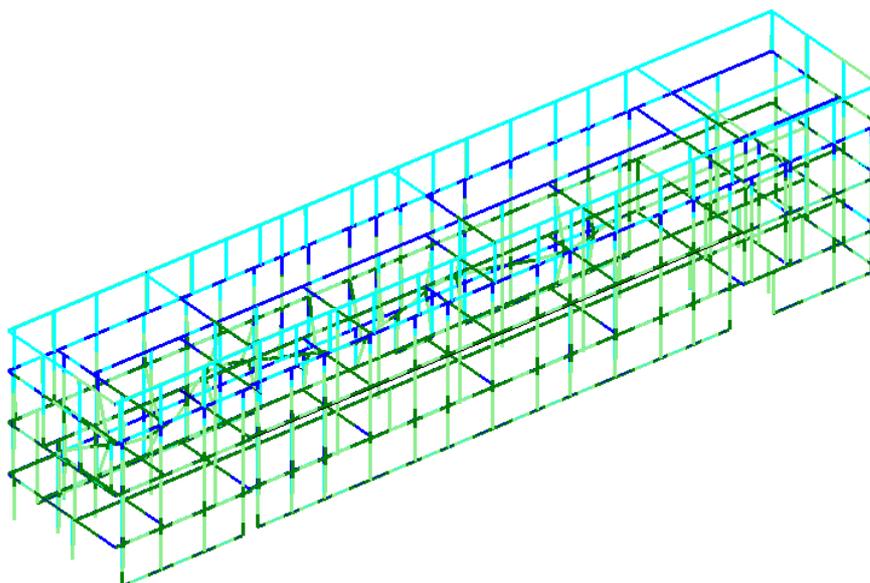
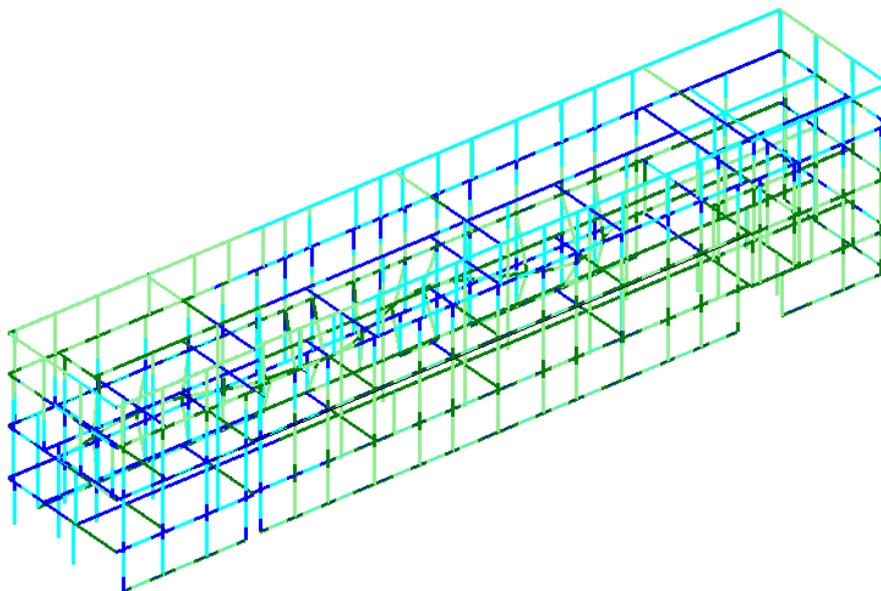
Modi di vibrare



Defomata Modulo 5/28 T = 0.171 sec  
M\*X: 0.0% - Tot: 76.2%  
M\*Y: 0.0% - Tot: 79.0%

Modi di vibrare



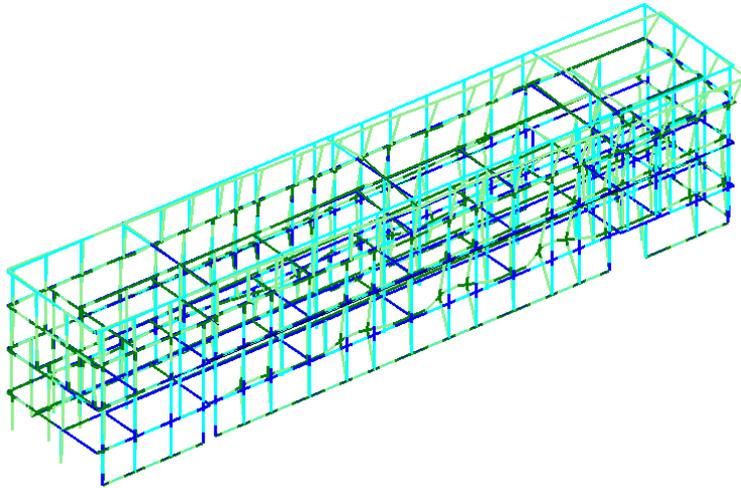


Defomata

Modo 9/28

T = 0.124 sec  
M<sub>X</sub>: 0.0% - Tot: 76.2%  
M<sub>Y</sub>: 7.5% - Tot: 87.3%

Modi di vibrare

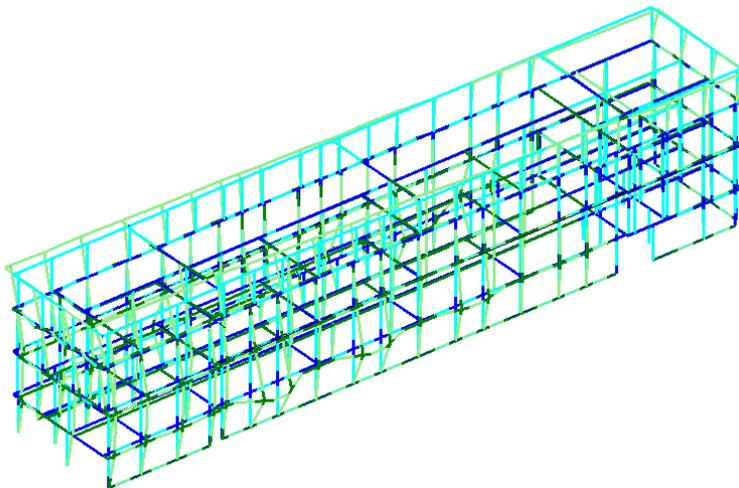


Defomata

Modo 10/28

T = 0.118 sec  
M<sub>X</sub>: 0.1% - Tot: 76.4%  
M<sub>Y</sub>: 4.4% - Tot: 91.7%

Modi di vibrare

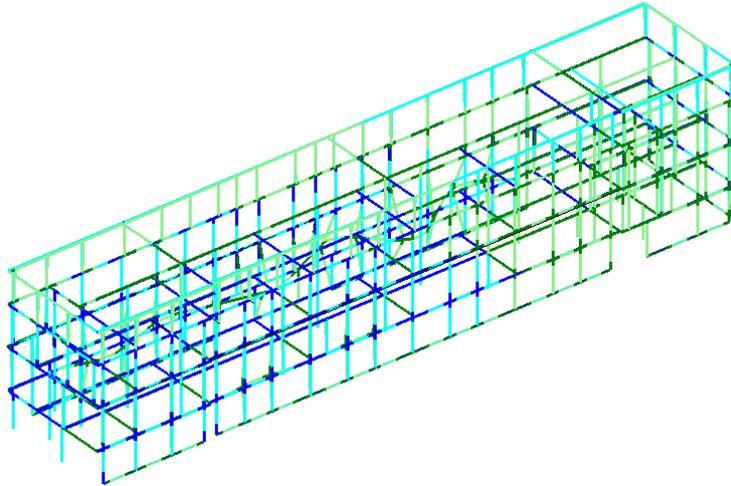


Defomata

Modo 11/28

T = 0.116 sec  
M<sub>X</sub>: 0.0% - Tot: 76.4%  
M<sub>Y</sub>: 0.2% - Tot: 91.9%

Modi di vibrare



Defomata

Modo 12/28

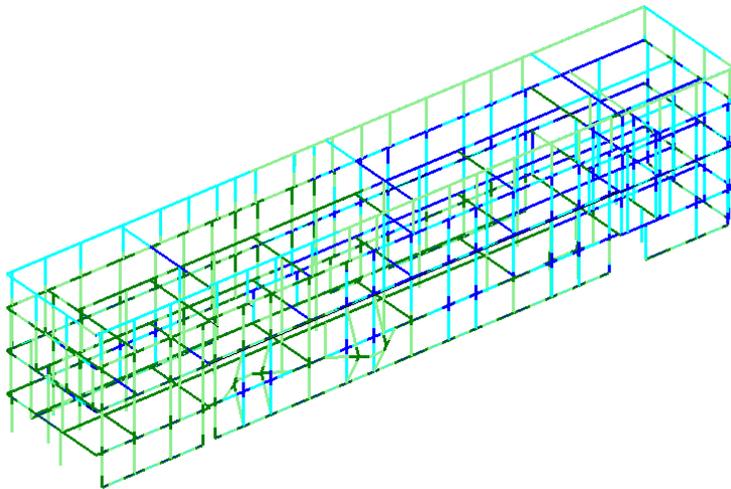
T = 0.106 sec

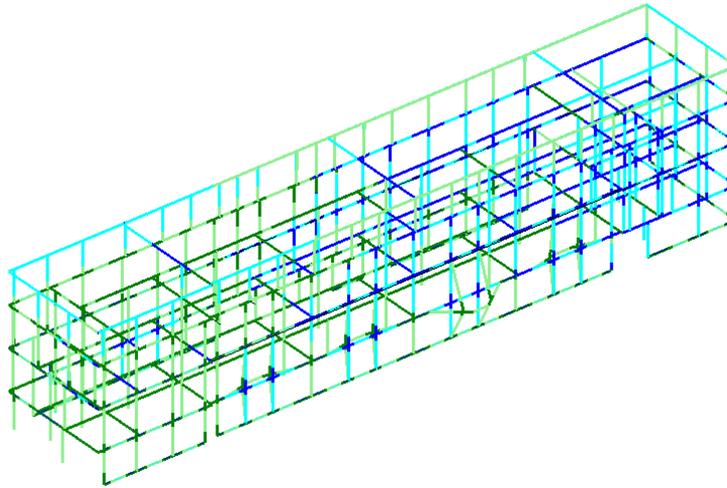
M<sub>X</sub>: 0.0% - Tot: 76.4%

M<sub>Y</sub>: 0.0% - Tot: 91.9%

Modi di vibrare

Navigation icons: Home, Left, Right, Stop, X, Y





Defomata

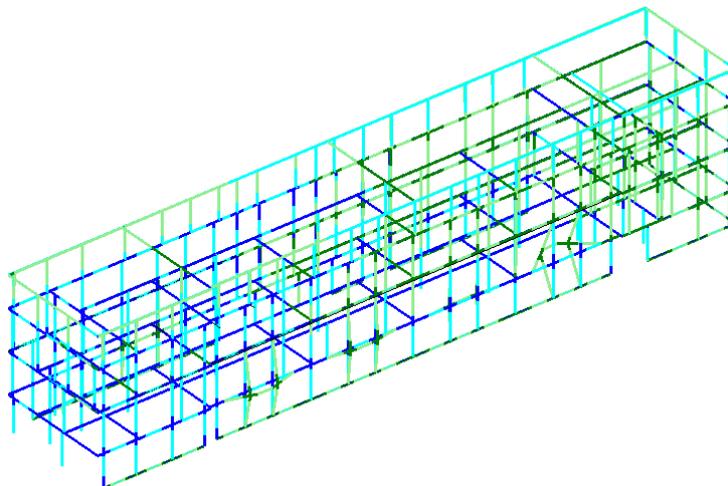
Modo 13/28

T = 0.106 sec

M\*X: 0.0% - Tot: 76.4%

M\*Y: 0.0% - Tot: 91.9%

Modi di vibrare



Defomata

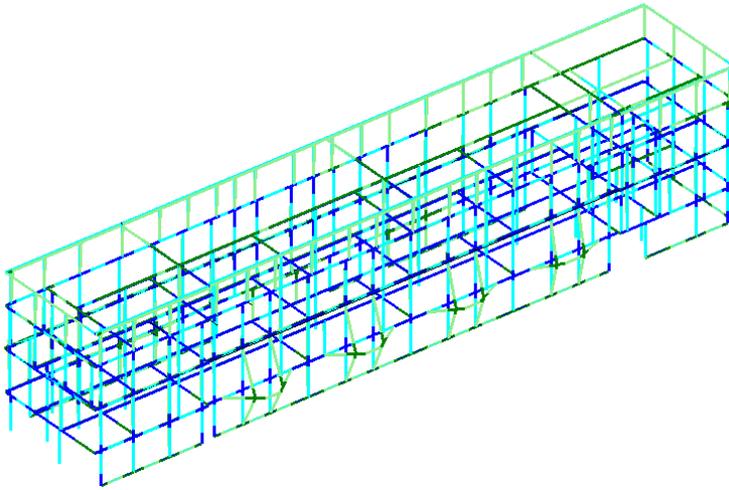
Modo 14/28

T = 0.105 sec

M\*X: 0.0% - Tot: 76.4%

M\*Y: 0.0% - Tot: 91.9%

Modi di vibrare

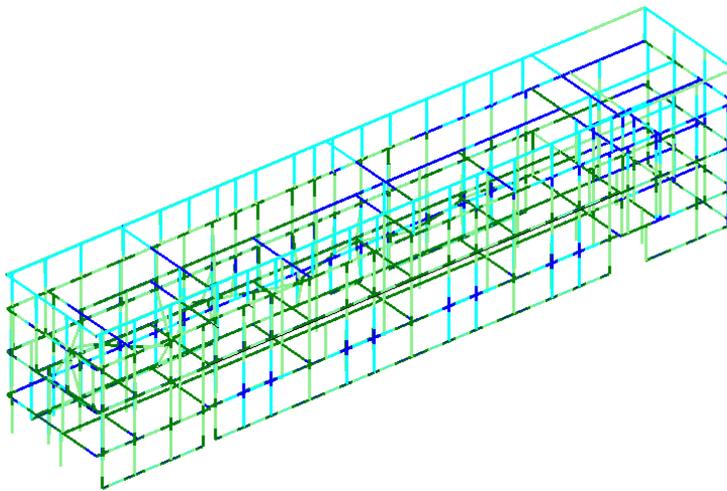


Defomata

Modo 15/28

T = 0.104 sec  
M\*X: 0.0% - Tot: 76.4%  
M\*Y: 0.1% - Tot: 92.0%

Modi di vibrare



Defomata

Modo 16/28

T = 0.100 sec  
M\*X: 0.0% - Tot: 76.4%  
M\*Y: 0.0% - Tot: 92.0%

Modi di vibrare

Defomata

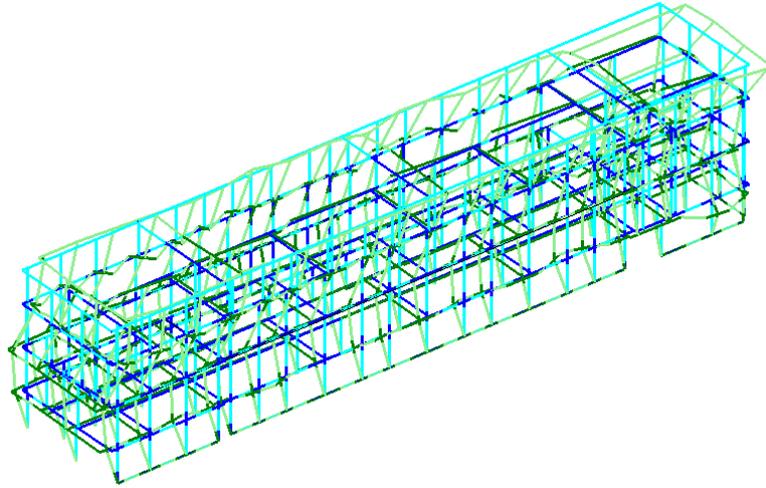
Modo 17/28

T = 0.086 sec

M\*X: 10.7% - Tot: 87.1%

M\*Y: 0.0% - Tot: 92.0%

Modi di vibrare



Defomata

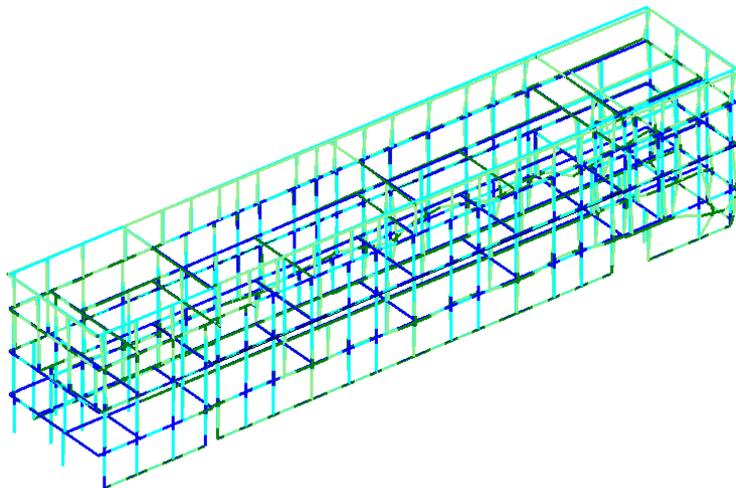
Modo 18/28

T = 0.080 sec

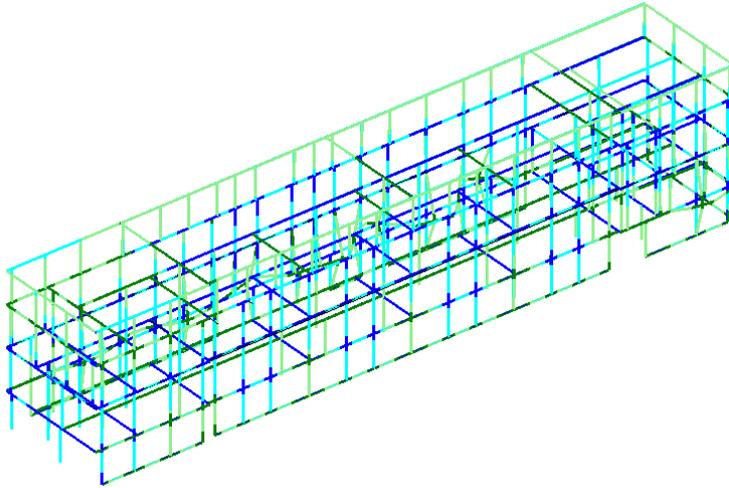
M\*X: 1.0% - Tot: 88.1%

M\*Y: 1.7% - Tot: 93.7%

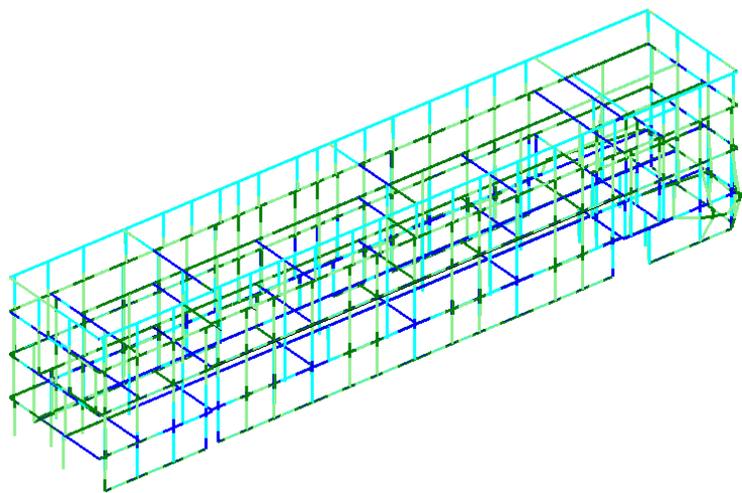
Modi di vibrare

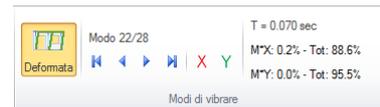
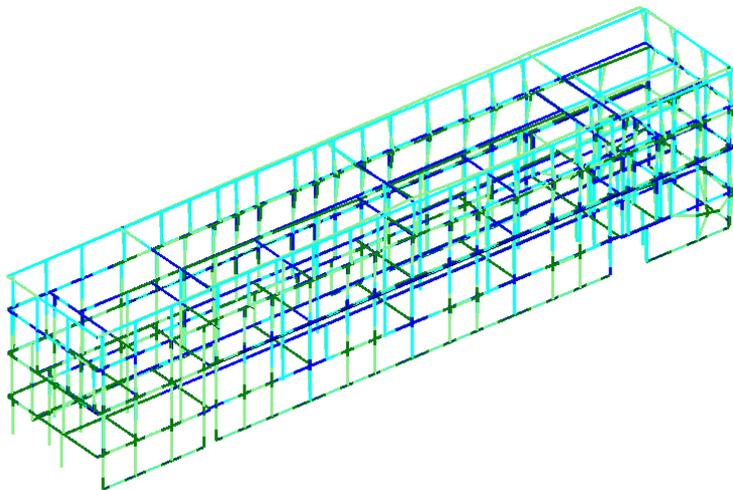
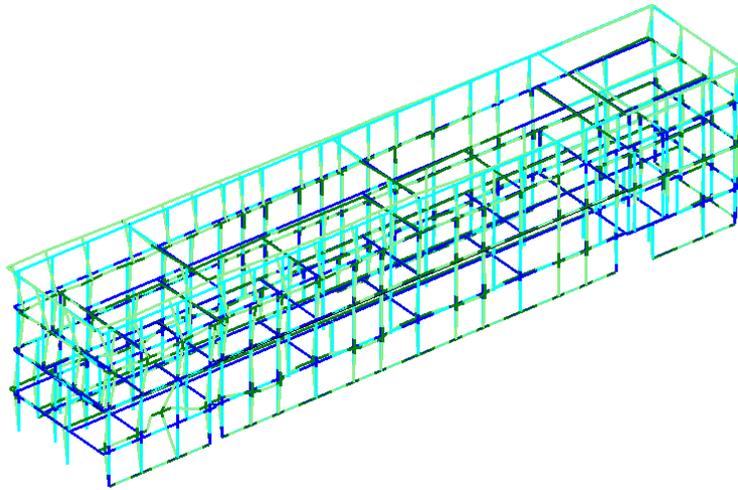


Defomata Modulo 19/28 T = 0.078 sec  
M\*X: 0.0% - Tot: 88.1%  
M\*Y: 0.1% - Tot: 93.8%  
Modi di vibrare



Defomata Modulo 20/28 T = 0.076 sec  
M\*X: 0.0% - Tot: 88.1%  
M\*Y: 0.0% - Tot: 93.8%  
Modi di vibrare





Defomata

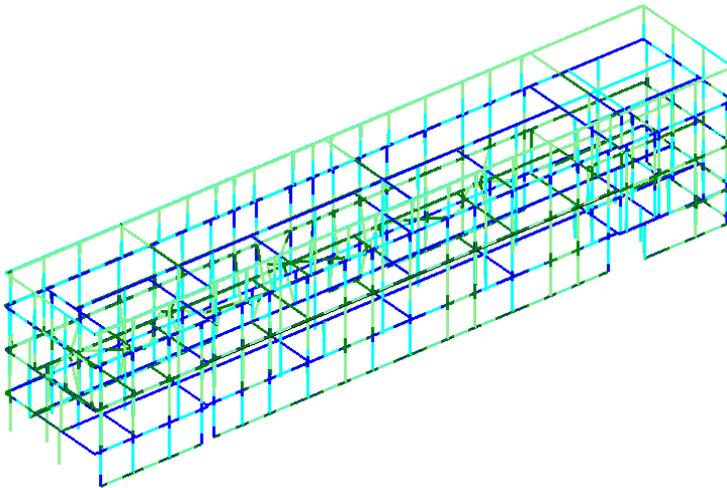
Modo 23/28

T = 0.065 sec

M\*X: 0.0% - Tot: 88.7%

M\*Y: 0.1% - Tot: 95.6%

Modi di vibrare



Defomata

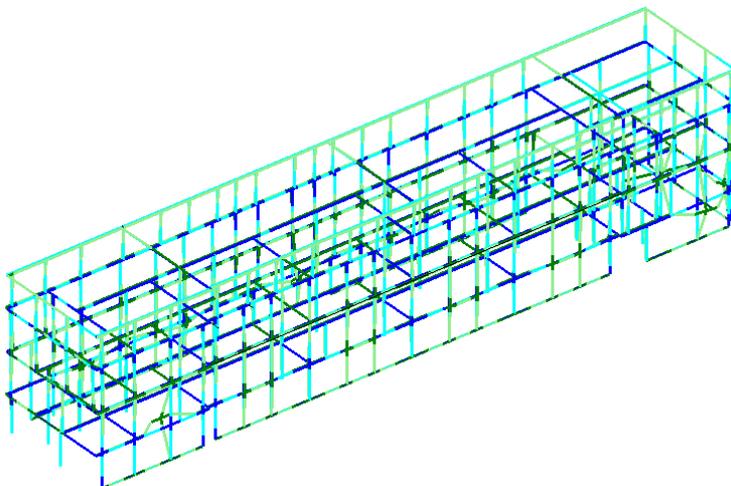
Modo 24/28

T = 0.064 sec

M\*X: 0.0% - Tot: 88.7%

M\*Y: 0.9% - Tot: 96.5%

Modi di vibrare

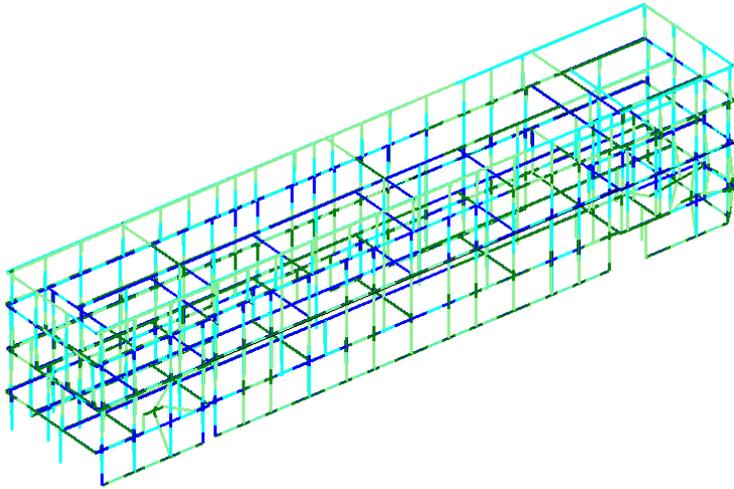


TE Defomata

Modo 25/28

T = 0.062 sec  
M\*X: 0.2% - Tot: 88.8%  
M\*Y: 0.0% - Tot: 96.5%

Modi di vibrare

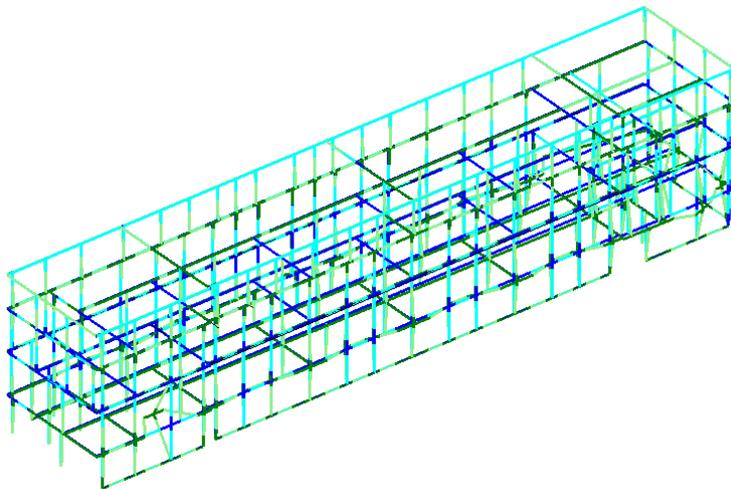


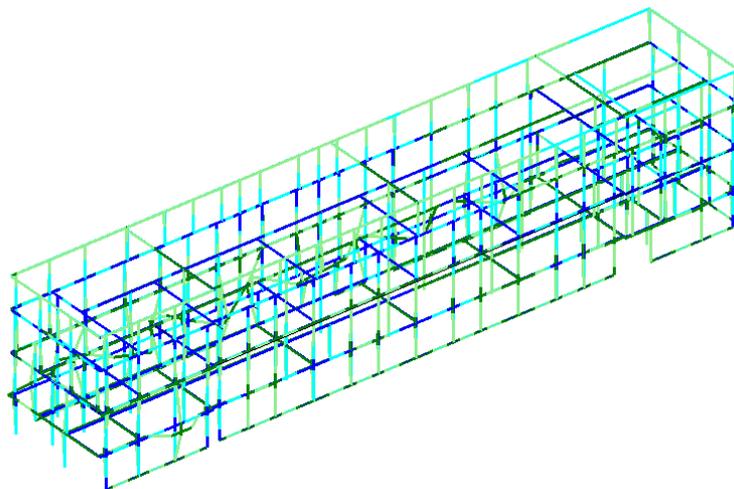
TE Defomata

Modo 26/28

T = 0.059 sec  
M\*X: 0.0% - Tot: 88.8%  
M\*Y: 0.9% - Tot: 97.4%

Modi di vibrare



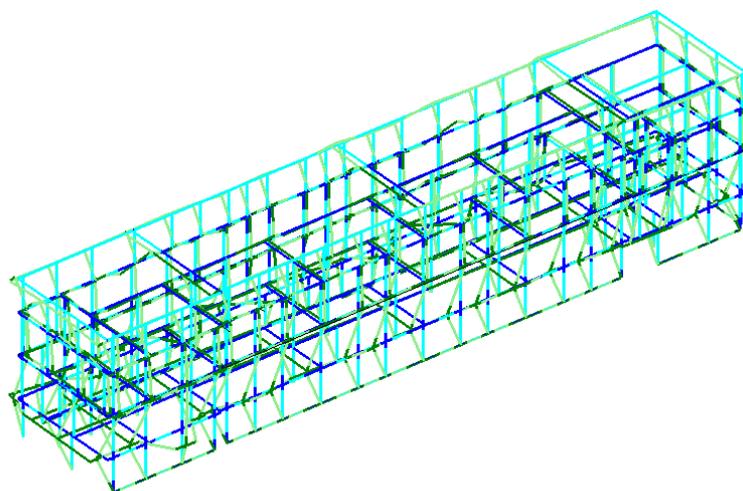


Deformata

Modo 27/28

T = 0.057 sec  
M\*X: 0.2% - Tot: 89.0%  
M\*Y: 0.0% - Tot: 97.4%

Modi di vibrare



Deformata

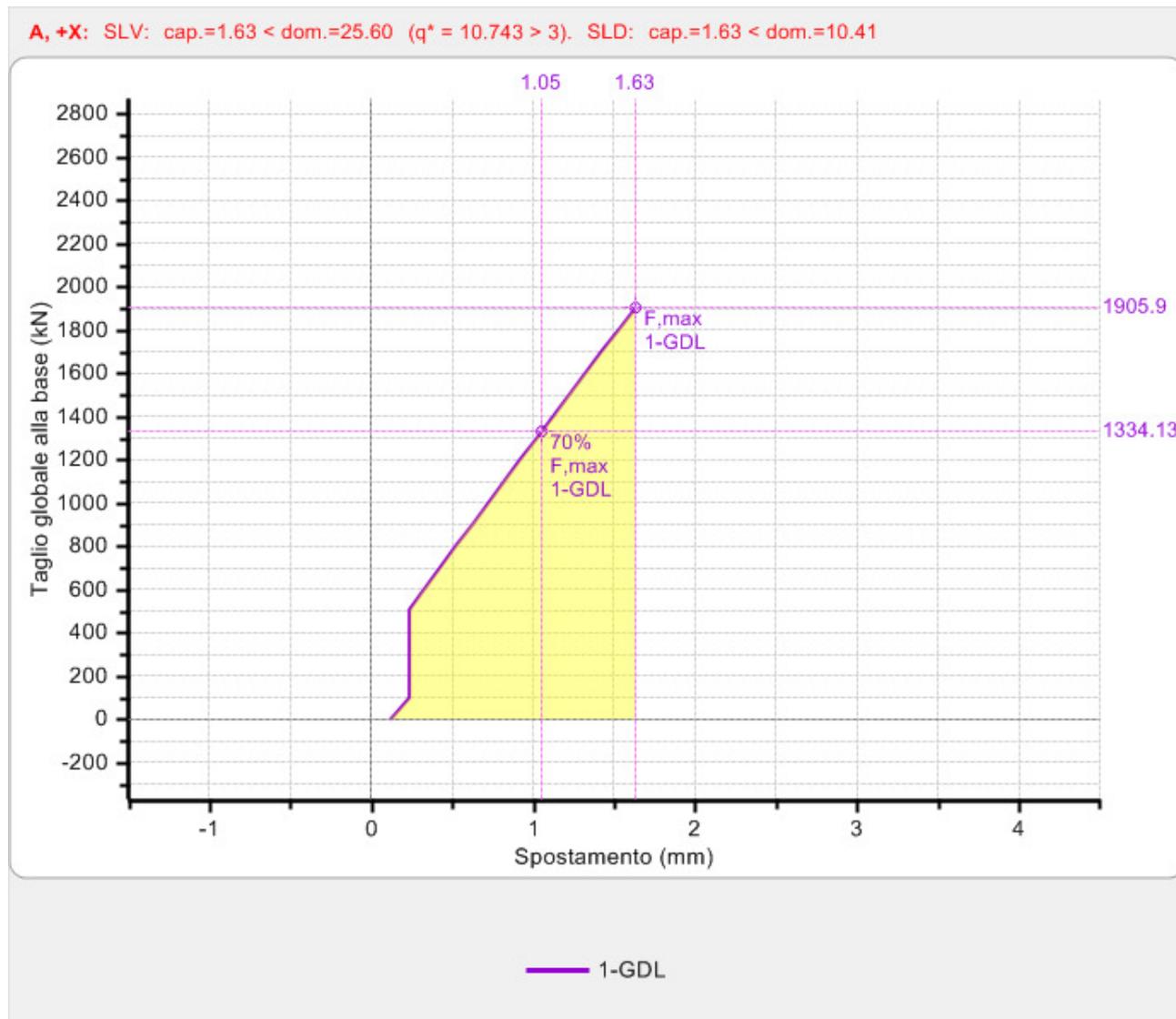
Modo 28/28

T = 0.055 sec  
M\*X: 6.9% - Tot: 95.9%  
M\*Y: 0.0% - Tot: 97.5%

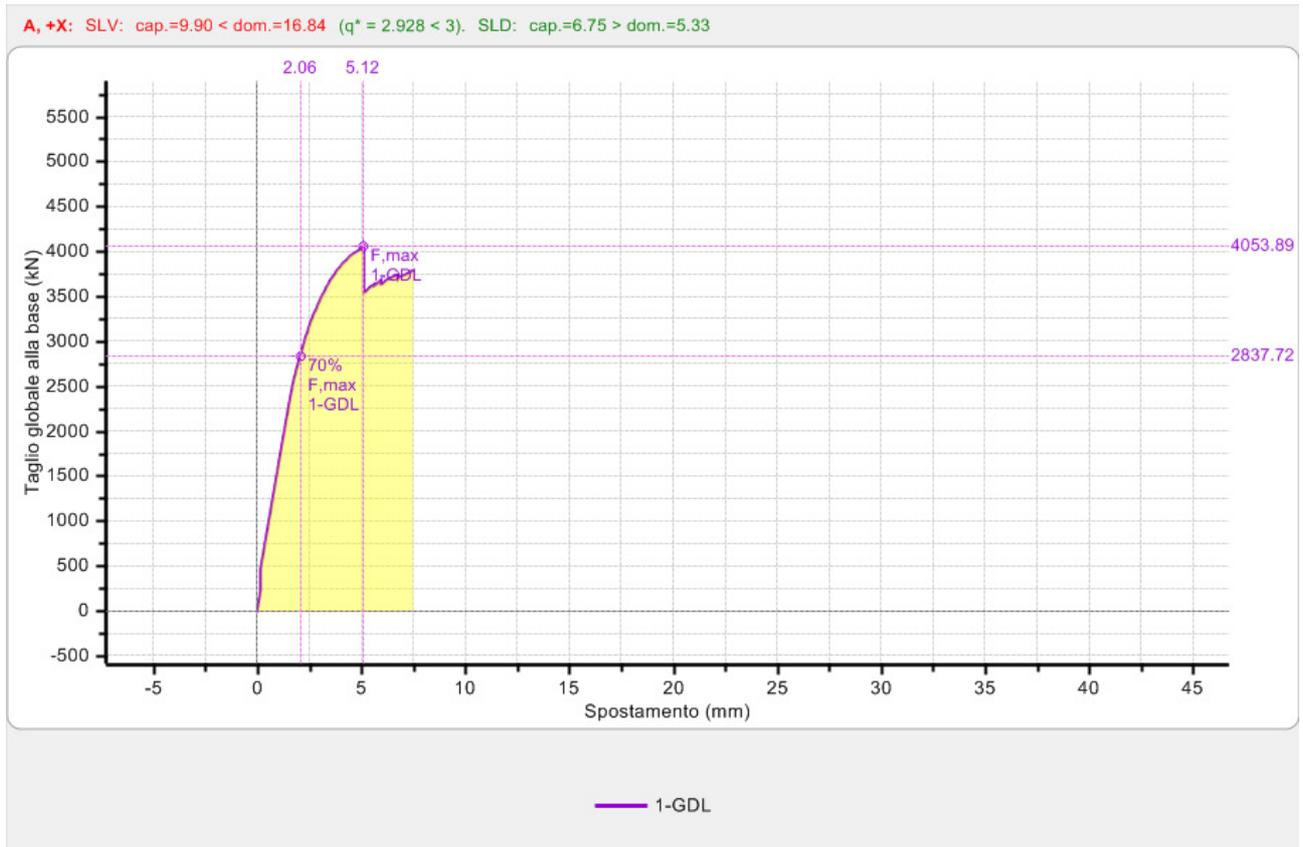
Modi di vibrare

## 2.1) Analisi pushover

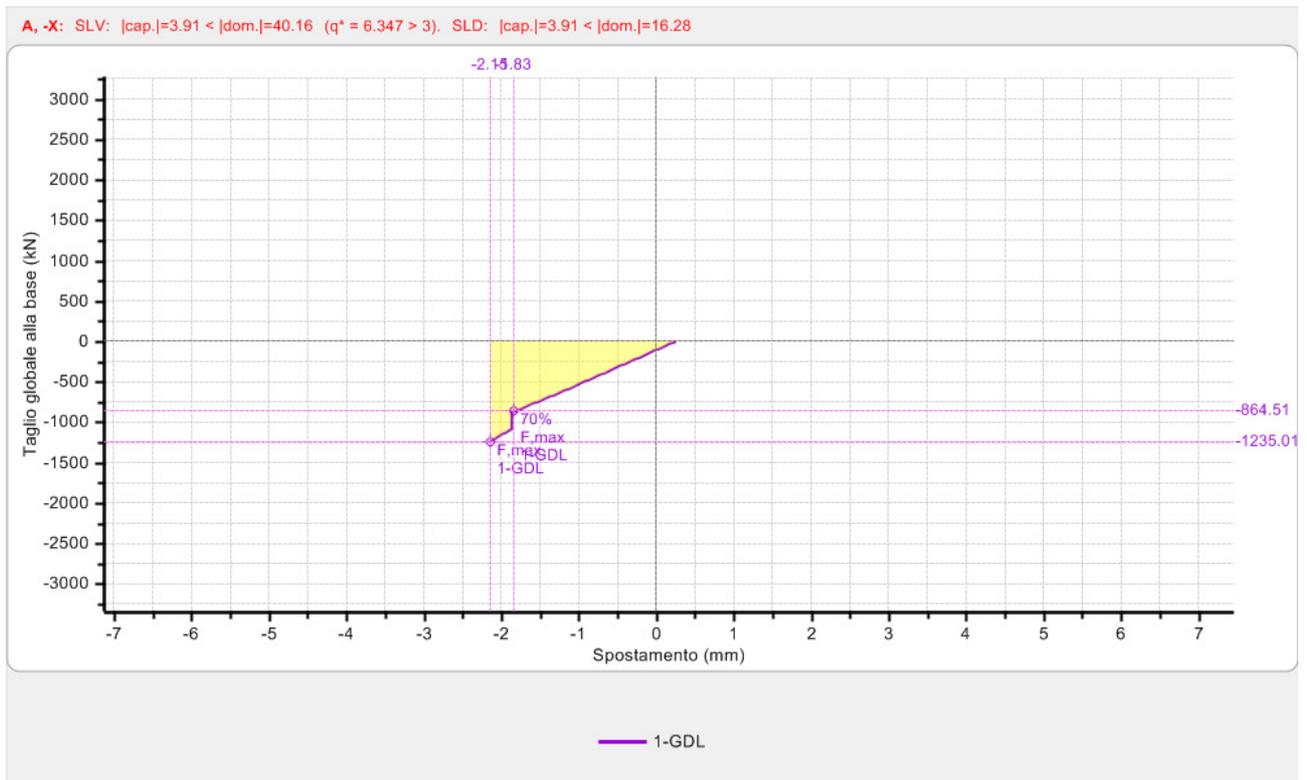
### 2.1.1) Curva A, +X - esistente



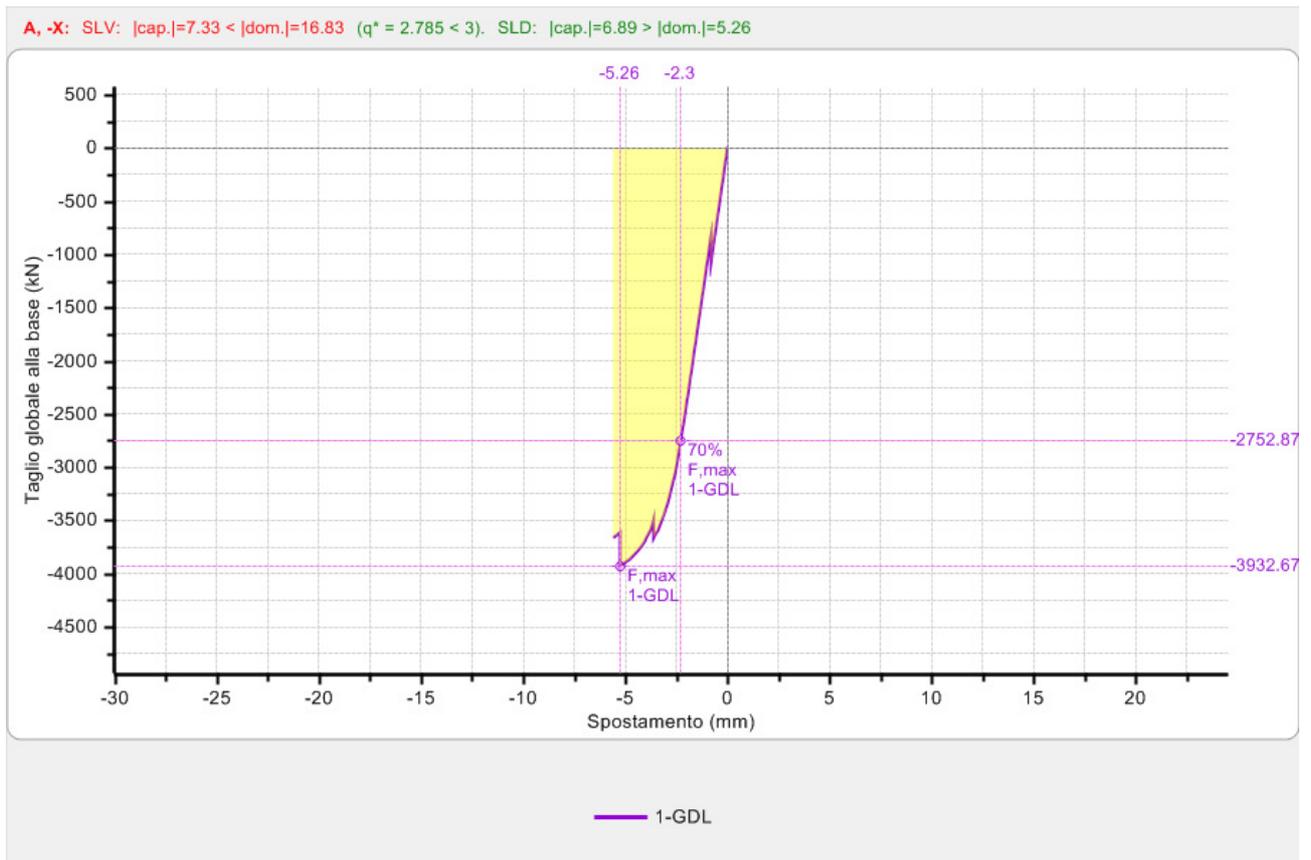
### 2.1.2) Curva A, +X – in progetto



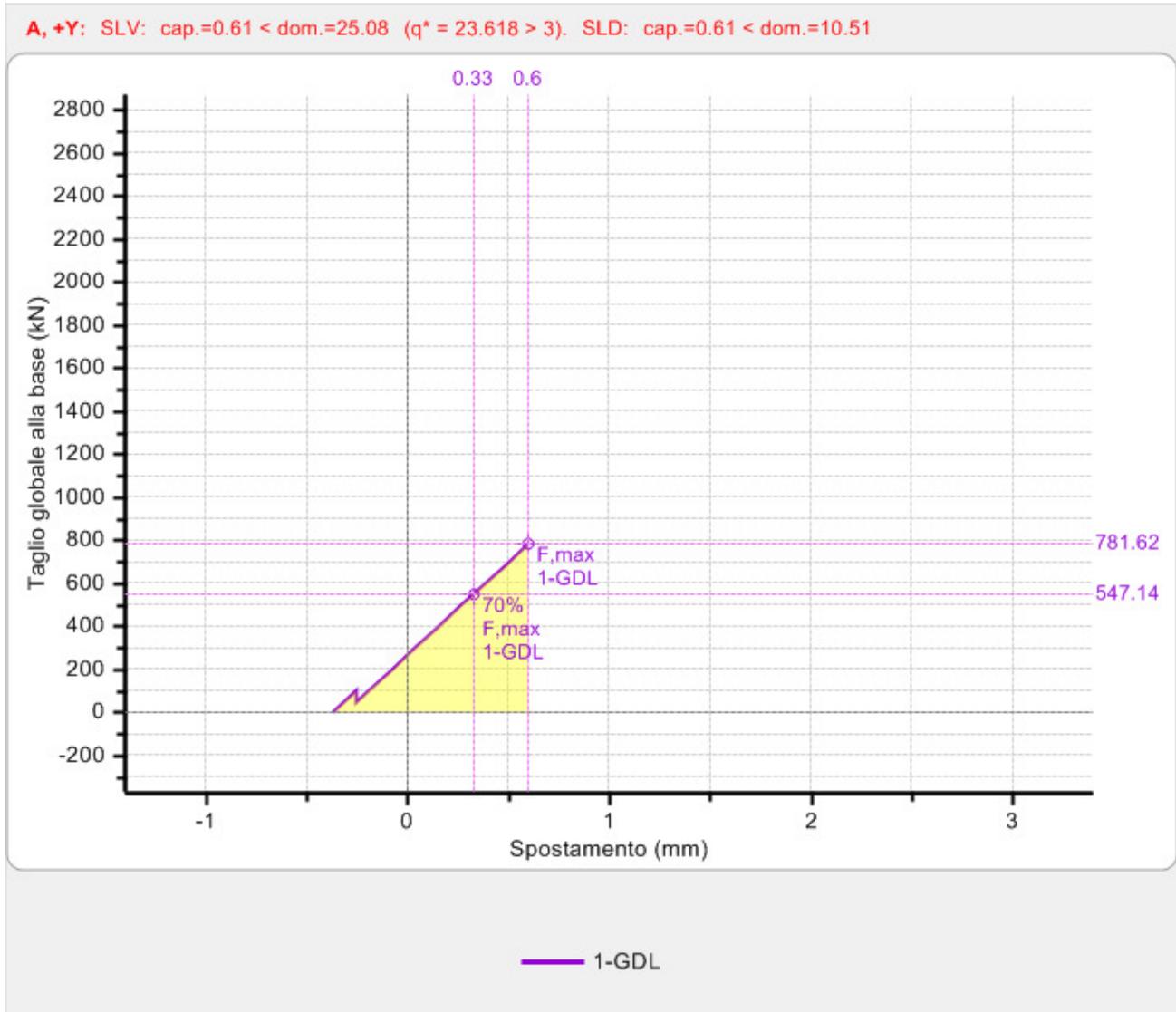
### 2.1.3) Curva A, -X - esistente



### 2.1.4) Curva A, -X – in progetto



### 2.1.5) Curva A, +Y – esistente



### 2.1.6) Curva A, +Y – in progetto



### 2.1.7) Curva A, -Y – esistente



### 2.1.8) Curva A, -Y – in progetto



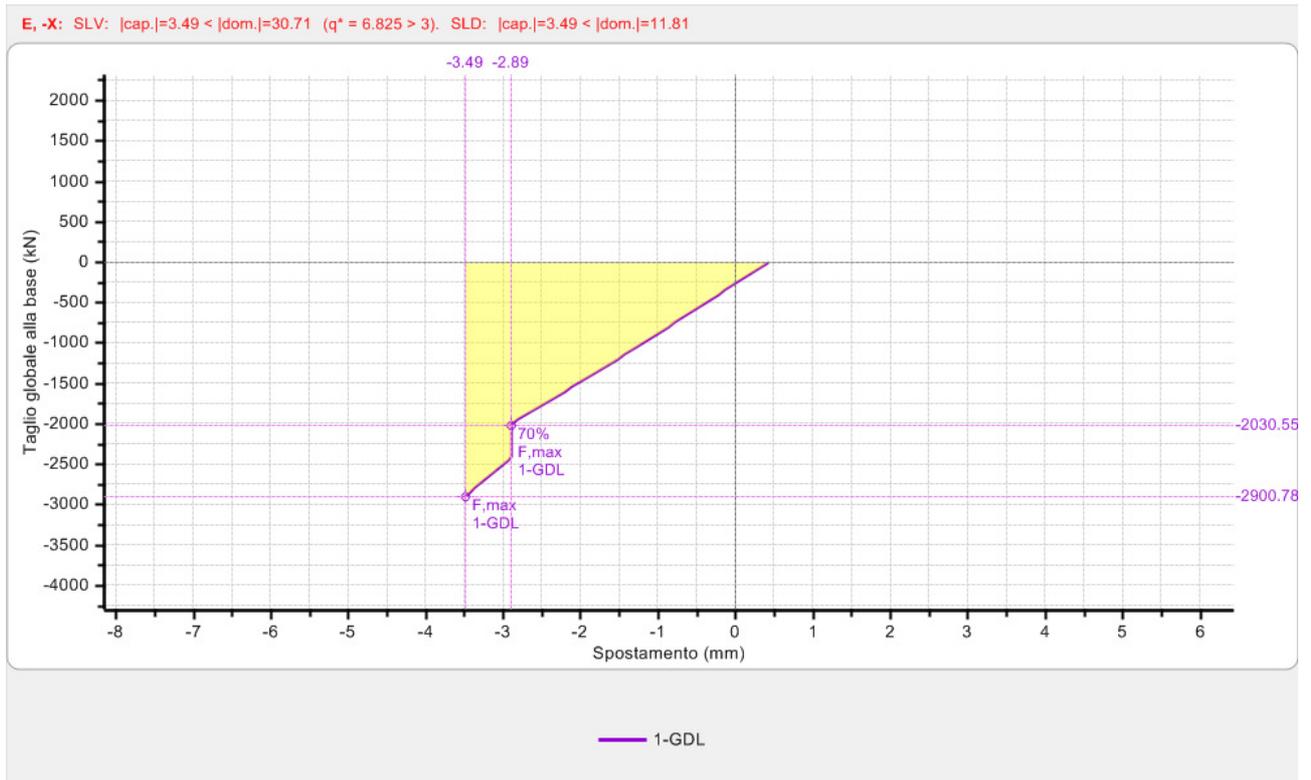
### 2.1.9) Curva E, +X – esistente



### 2.1.10) Curva E, +X – in progetto



### 2.1.11) Curva E, -X – esistente

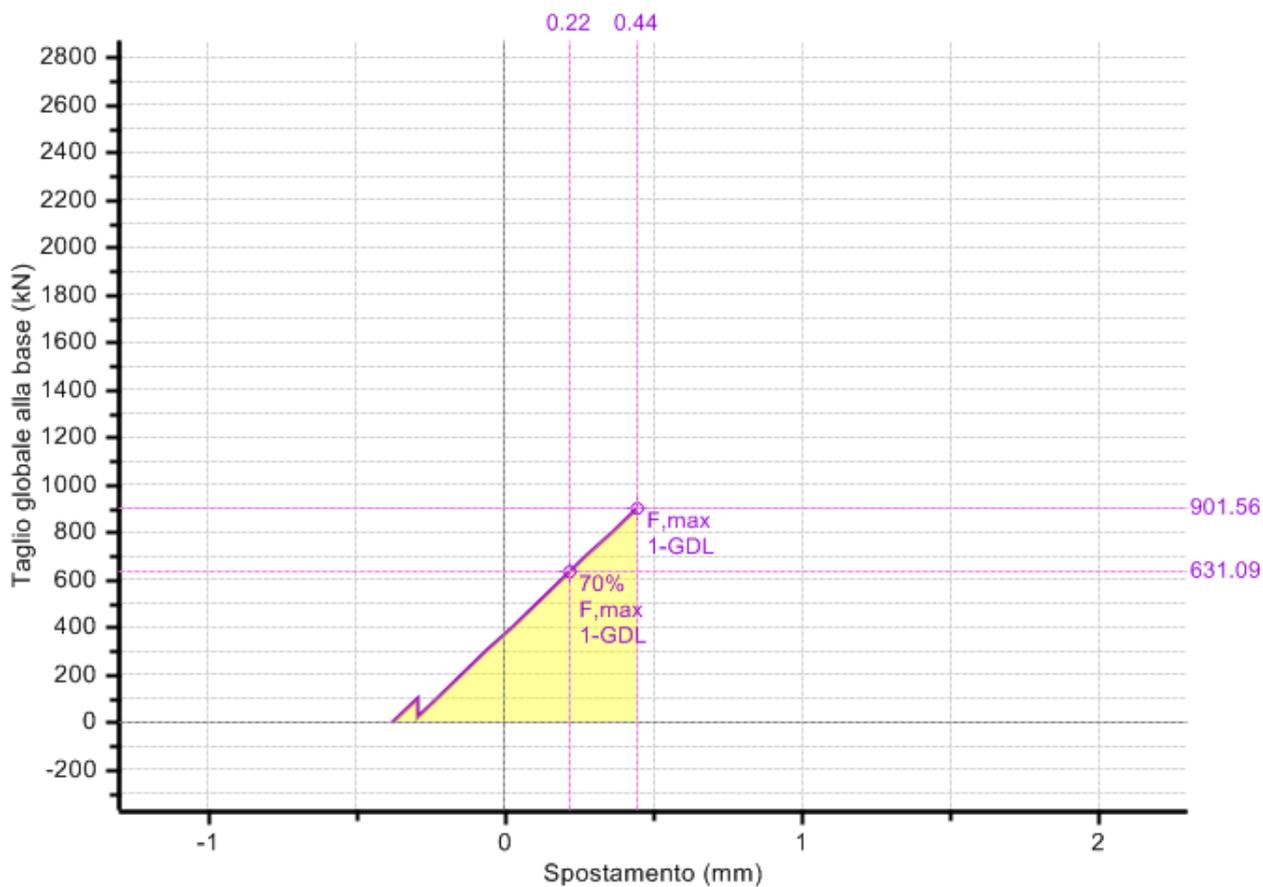


### 2.1.12) Curva E, -X – in progetto



### 2.1.13) Curva E, +Y – esistente

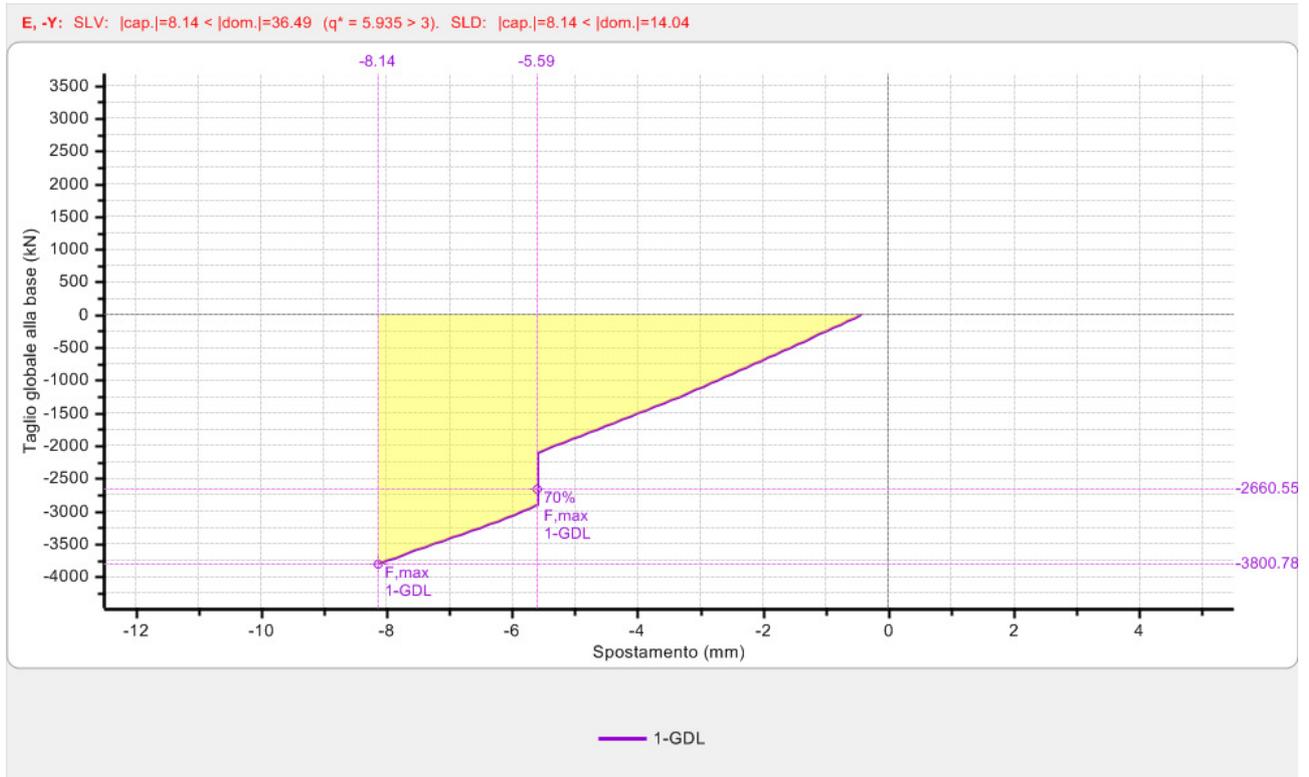
E, +Y: SLV:  $cap.=0.44 < dom.=27.57$  ( $q^* = 35.600 > 3$ ). SLD:  $cap.=0.44 < dom.=10.61$



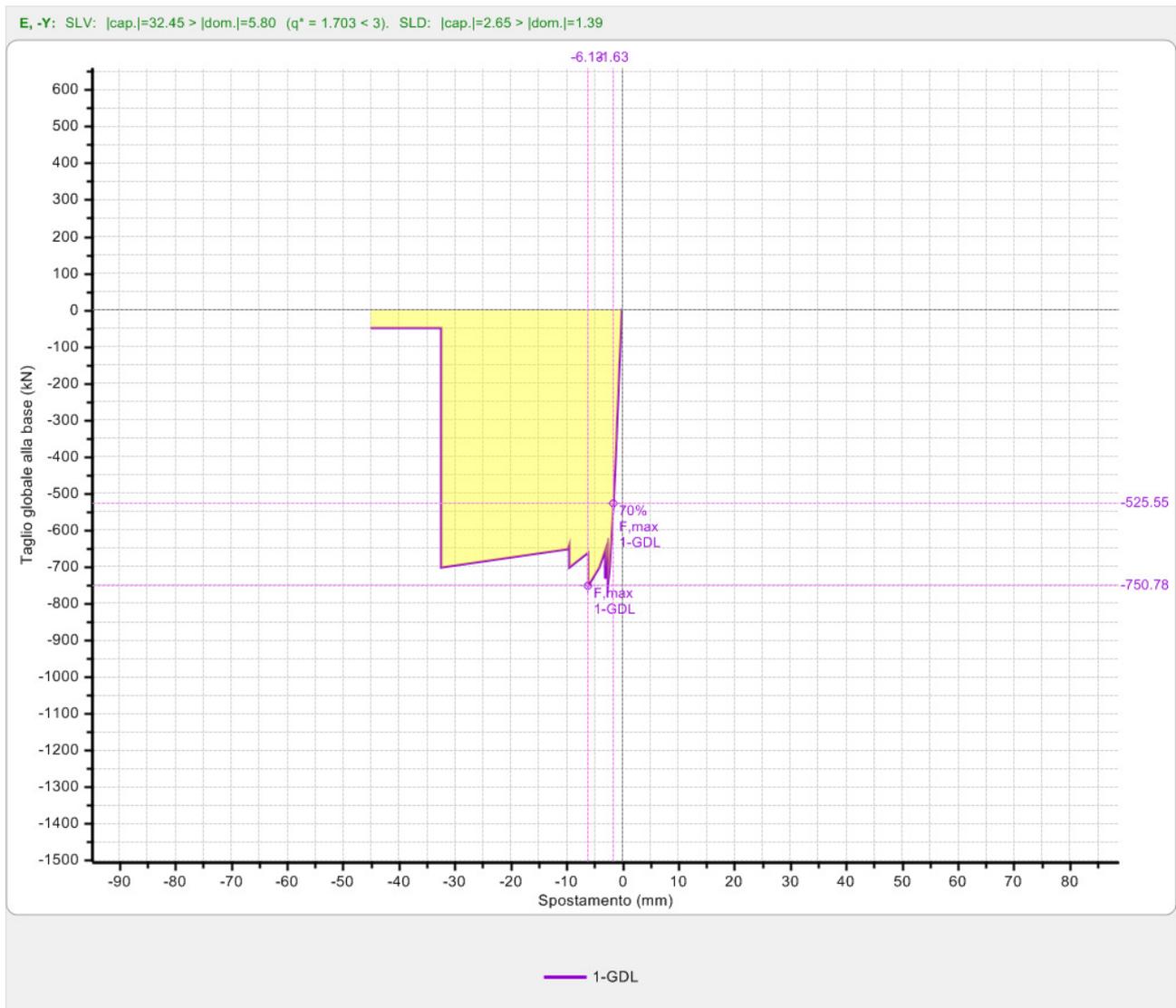
### 2.1.14) Curva E, +Y – in progetto



### 2.1.15) Curva E, -Y – esistente



### 2.1.1) Curva E, -Y – in progetto



### 3) Tabulati di calcolo

#### 3.1) Esistente

##### 3.1.1) SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (A) – Direzione : +x

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

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 845308.50  
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1901.56  
Peso sismico totale W (kN) = 57081.16  
Massa sismica totale M (k\*kgm) = 5820.659  
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.033  
Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = 1901.56

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):  
- iniziale = 0.12  
- al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = 1.63, di cui dovuto alle forze orizzontali = 1.51

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

Calcolo della Massa m\* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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<sub>i</sub> traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali φ<sub>i</sub> secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 2 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 54.0% (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 tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidità iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidità fessurate cioè assumendo %K,elast=100% per tutte le aste);
- 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		1849.64	2.62		0.173
2	X	1947.56	8.52		0.563
3	X	1262.66	15.14		1.000
4		589.94	26.27	X	1.735

Dai parametri precedenti risulta:

Massa m\* = Σ(m<sub>i</sub>φ<sub>i</sub>) (k\*kgm) = 3702.31  
Coefficiente di partecipazione Γ = Σ(m<sub>i</sub>φ<sub>i</sub>) / Σ(m<sub>i</sub>φ<sub>i</sub><sup>2</sup>) = 0.998

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL / Γ) (kN) = 1905.90  
Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1905.90  
Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 1.63

**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) = 1334.13  
Rigidità elastica: k\* (kN/m) = 845308.50 (=100.000% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico: T\* = 2(m\*/k\*) (sec) = 0.416  
Punto di snervamento: spostamento dy\* (mm) = 1.48  
forza Fy\* (kN) = 1905.90

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	712	0.154	2.491	0.276	1.470	1.606	1.470	0.148	0.443	2.216	1.320

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.564 \text{ g}$   
 - in spostamento:  $d^*, e, \max = S_e(T^*) \text{ (mm)} = 24.22$   
 - forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 20474.14$   
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $F_y^* \text{ (kN)} = 1905.90$   
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 10.743$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

**risulta:  $q^* > 3$ : la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.**

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max \text{ (mm)} = 25.66$

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, \max \text{ (mm)} = 25.60$

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) = 25.60

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 1.63

**Rapporto: Capacità/Domanda = 0.064: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.017 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV = 2$  anni.  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 100 \%$   
 (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)	(%)
Dati	712	0.226	10.0
Risultati	150	0.085	100.0

#### Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.085/0.226 = 0.375$   
 - secondo TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 150/712 = 0.216$

#### Indicatore di Rischio Sismico: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:

-  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.085/0.226 = 0.075$   
 - periodi di ritorno:  $TR, CLV = 150$ ;  $TR, DLV = 712$   
 (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:  
 - Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;  
 - Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 100.00  
 90% del Taglio massimo (kN) = 1711.41  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  calcolato = 17.114  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  effettivo = 2.500  
 Edificio non regolare in altezza:  $q = 2.000$

### 3.1.1) SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (A) - Direzione +x

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

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

Resistenza a SLD:  $F, SLD, M-GDL \text{ (kN)} = 1901.56$

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.12  
- al limite di danno: dc,SLD,M-GDL = 1.63, di cui dovuto alle forze orizzontali = 1.51

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 ag, Fo, TC\* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

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)	
SLE - SLD	75	0.065	2.440	0.240	1.500	1.682	1.500	0.135	0.404	1.860	0.840

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
- in accelerazione:  $S,e(T^*) = 0.231 g$   
- in spostamento:  $d^*,e,max = S,De(T^*) (mm) = 9.93$   
- forza di risposta elastica =  $S,e(T^*) m^* (kN) = 8391.91$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
- forza di snervamento  $Fy^* (kN) = 1905.90$   
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 4.403$   
Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

**risultato:  $q^* > 3$ : la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.**

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max (mm) = 10.43$

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max (mm) = 10.41$

#### 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) = 10.41

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 1.63

**Rapporto: Capacità / Domanda = 0.157: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.018 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 2.51377  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 100 %  
(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)	(%)
Dati	75	0.097	63.0
Risultati	55	0.018	100.0

#### Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha,D = PGA,CLD / PGA,DLD (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.018/0.097 = 0.186$   
- secondo TR:  $\alpha,D = TR,CLD / TR,DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 55/75 = 0.733$

### 3.1.1) SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (A) – Direzione : -x

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 419618.40  
Resistenza massima (taglio alla base):  $F,Max,M-GDL (kN) = -2250.78$   
Peso sismico totale W (kN) = 39215.67  
Massa sismica totale M (k\*kgm) = 3998.885  
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.057  
Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F,SLV,M-GDL (kN) = -2250.78$

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.43  
- al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = -3.91, di cui dovuto alle forze orizzontali = -4.34

**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  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 3 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 46.4% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidezze iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidezze fessurate cioè assumendo  $\%K_{elast}=100\%$  per tutte le aste);
- 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		1237.45	3.46		0.114
2	X	1338.08	9.13		0.300
3	X	935.63	15.81		0.520
4		387.61	30.39	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \cdot \phi_i)$  (k\*kgm) = 1417.51

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \cdot \phi_i) / \Sigma(m_i \cdot \phi_i^2) = 1.822$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -1235.02

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -1235.02

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = -2.15

**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) = -864.51

Rigidezza elastica:  $k^*$  (kN/m) = 419618.40 (=100.000% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/k^*)$  (sec) = 0.365

Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -2.25

forza  $Fy^*$  (kN) = -1235.02

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 (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLU - SLV	712	0.154	2.491	0.276	1.470	1.606	1.470	0.148	0.443	2.216	1.320

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.564 g$

- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = -18.68

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 7838.96

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

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -1235.02

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 6.347$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

**risulta:  $q^* > 3$ : la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.**

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -22.03

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, \max$  (mm) = -40.16

**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) = -40.16

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -3.91

**Rapporto: Capacità/Domanda = 0.097: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.027 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 6 anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 100 %

(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)	(%)
Dati	712	0.226	10.0
Risultati	200	0.027	100.0

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.027/0.226 = 0.119$

- secondo TR:  $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 200/712 = 0.280$

**Indicatore di Rischio Sismico: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**

-  $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.027/0.226 = 0.119$

- periodi di ritorno: TR,CLV = 200; TR,DLV = 712

(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:

- Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare

dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno

in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;

- Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = -350.78

90% del Taglio massimo (kN) = -2025.70

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  calcolato = 5.775

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

Edificio non regolare in altezza: q = 3.750

### 3.1.1) SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (A) - Direzione –x

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

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

Resistenza a SLD:  $F, \text{SLD, M-GDL}$  (kN) = -2250.78

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.43

- al limite di danno:  $dc, \text{SLD, M-GDL} = -3.91$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = -4.34

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  $a_g, F_0, TC^*$  per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

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	$a, g$	$F_0$	$TC^*$	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.065	2.440	0.240	1.500	1.682	1.500	0.135	0.404	1.860	0.840

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.238 \text{ g}$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) \text{ (mm)} = -7.88$
- forza di risposta elastica  $= S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 3307.05$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^* \text{ (kN)} = -1235.02$   
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.678$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max \text{ (mm)} = -8.93$

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = -16.28$

**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) = -16.28

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -3.91

**Rapporto: Capacità / Domanda = 0.24: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.027 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLD = 5.732129$

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR,CLD = 100 \%$

(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)	(%)
Dati	75	0.097	63.0
Risultati	55	0.027	100.0

**Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha_D = PGA,CLD / PGA,DLD (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.027/0.097 = 0.278$

- secondo TR:  $\alpha_D = TR,CLD / TR,DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 55/75 = 0.733$

**3.1.2) SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (A) – Direzione : +y****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 841042.90

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL} \text{ (kN)} = 801.56$

Peso sismico totale  $W \text{ (kN)} = 57081.16$

Massa sismica totale  $M \text{ (k*kgm)} = 5820.659$

Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.014

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL} \text{ (kN)} = 801.56$

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale:  $dc \text{ (mm)}$ :

- iniziale = -0.38

- al limite ultimo:  $dc,SLV,M-GDL = 0.61$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 0.99

**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  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 36.1% (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 tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidità iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidità fessurate cioè assumendo  $\%K_{elast}=100\%$  per tutte le aste);
- 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		1849.64	1.98		0.144
2	X	1947.56	5.92		0.431
3	X	1262.66	13.74		1.000
4		589.94	22.57	X	1.643

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m, i^* \phi, i)$  (k\*kgm) = 3338.14

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m, i^* \phi, i) / \Sigma(m, i^* \phi, i^2) = 1.026$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max, 1-GDL} = (F_{Max, M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 781.62

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV, 1-GDL} = (F_{SLV, M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 781.62

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV, 1-GDL} = (d_{SLV, M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = 0.60

#### 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) = 547.14

Rigidezza elastica:  $k^*$  (kN/m) = 841042.90 (=100.000% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/k^*)$  (sec) = 0.396

Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 0.28

forza  $Fy^*$  (kN) = 781.62

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	712	0.154	2.491	0.276	1.470	1.606	1.470	0.148	0.443	2.216	1.320

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.564 g$

- in spostamento:  $d^*, e, max = S, De(T^*)$  (mm) = 21.95

- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 18460.20

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

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 781.62

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 23.618$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

**risulta:  $q^* > 3$ : la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.**

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, max$  (mm) = 24.45

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, max$  (mm) = 25.08

#### 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) = 25.08

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 0.61

**Rapporto: Capacità/Domanda = 0.024: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA, CLV) = 0.006 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV = 0$  anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 100\%$

(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)	(%)
Dati	712	0.226	10.0
Risultati	250	0.051	100.0

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha, V = \text{PGA, CLV} / \text{PGA, DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.051/0.226 = 0.227$
- secondo TR:  $\alpha, V = \text{TR, CLV} / \text{TR, DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 250/712 = 0.351$

**Indicatore di Rischio Sismico: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**

- $\alpha, V = \text{PGA, CLV} / \text{PGA, DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.051/0.226 = 0.227$
- periodi di ritorno: TR, CLV = 250; TR, DLV = 712
- (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:
  - Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
  - Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 100.00  
 90% del Taglio massimo (kN) = 721.41  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  calcolato = 7.214  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  effettivo = 2.500  
 Edificio non regolare in altezza: q = 2.800

**3.1.3) SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (A) - Direzione +y**

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

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

Resistenza a SLD: F, SLD, M-GDL (kN) = 801.56

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.38
- al limite di danno: dc, SLD, M-GDL = 0.61, di cui dovuto alle forze orizzontali = 0.99

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 ag, Fo, TC\* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

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)	
SLE - SLD	75	0.065	2.440	0.240	1.500	1.682	1.500	0.135	0.404	1.860	0.840

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.238 g$
- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*)$  (mm) = 9.26
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 7787.88  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 781.62  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 9.964$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

**risultato:  $q^* > 3$ : la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.**

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 10.25

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $F^* d^*, \max$  (mm) = 10.51

**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) = 10.51

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 0.61

**Rapporto: Capacità / Domanda = 0.058: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.005 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 0.3194336  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 100 %  
 (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 (%)
Dati	75	0.097	63.0
Risultati	65	0.034	100.0

**Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha, D = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD}(=\text{PGA in input per SLD}) = 0.034/0.097 = 0.352$
- secondo TR:  $\alpha, D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD}(=\text{TR in input per SLD}) = 65/75 = 0.866$

**3.1.1) SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (A) – Direzione : -y****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 285199.50  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -3150.78  
 Peso sismico totale W (kN) = 39215.67  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 3998.885  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.08  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = -3150.78

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):  
 - iniziale = -0.43  
 - al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = -10.22, di cui dovuto alle forze orizzontali = -9.79

**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<sub>i</sub> traslazionali;
  - corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 2 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 21.3% (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 tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidità iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidità fessurate cioè assumendo %K,elast=100% per tutte le aste);
  - 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 e 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		1237.45	1.97		0.063
2	X	1338.08	4.73		0.152
3	X	935.63	8.98		0.290
4		387.61	31.02	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa m\* =  $\Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 940.79  
 Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.874$

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -1681.49  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -1681.49  
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -5.46

**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) = -1177.04  
 Rigidità elastica: k\* (kN/m) = 285199.50 (=100.000% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico: T\* = 2(m\*/k\*) (sec) = 0.361  
 Punto di snervamento: spostamento dy\* (mm) = -4.75  
 forza Fy\* (kN) = -1354.27

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

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

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	712	0.154	2.491	0.276	1.470	1.606	1.470	0.148	0.443	2.216	1.320

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S,e(T^*) = 0.564 g$

- in spostamento:  $d^*,e,max = S,De(T^*)$  (mm) = -18.24

- forza di risposta elastica =  $S,e(T^*) m^*$  (kN) = 5202.66

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

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -1354.27

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 3.842$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

**risultato:  $q^* > 3$ : la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.**

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -21.31

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $F^* d^*,max$  (mm) = -39.94

#### 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) = -39.94

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -10.22

**Rapporto: Capacità/Domanda = 0.256: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.069 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 36 anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 87.305 %

(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)	(%)
Dati	712	0.226	10.0
Risultati	200	0.069	87.3

#### Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV(=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.069/0.226 = 0.305$

- secondo TR:  $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV(=TR \text{ in input per SLV}) = 200/712 = 0.280$

#### Indicatore di Rischio Sismico: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:

-  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV(=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.069/0.226 = 0.305$

- periodi di ritorno: TR,CLV = 200; TR,DLV = 712

(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico

per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:

- Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare

dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno

in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;

- Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = -100.78

90% del Taglio massimo (kN) = -2835.70

Rapporto  $\alpha,u/\alpha,1$  calcolato = 28.137

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

Edificio non regolare in altezza:  $q = 2.720$

### 3.1.2) SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (A) - Direzione -y

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

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

Resistenza a SLD:  $F_{SLD,M-GDL}$  (kN) = -3150.78

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.43

- al limite di danno:  $dc_{SLD,M-GDL}$  = -10.22, di cui dovuto alle forze orizzontali = -9.79

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

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)	
SLE - SLD	75	0.065	2.440	0.240	1.500	1.682	1.500	0.135	0.404	1.860	0.840

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S,e(T^*)$  = 0.238 g

- in spostamento:  $d^*,e,max$  =  $S,De(T^*)$  (mm) = -7.70

- forza di risposta elastica =  $S,e(T^*)$  m\* (kN) = 2194.87

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

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -1354.27

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^*$  = 1.621

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -8.37

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -15.68

#### 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) = -15.68

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -10.22

**Rapporto: Capacità / Domanda = 0.652: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{CLD}$ ) = 0.069 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{CLD}$  = 36.45283

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{CLD}$  = 87.222 %

(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)	(%)
Dati	75	0.097	63.0
Risultati	36	0.069	87.2

#### Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha,D = PGA_{CLD} / PGA_{DLD}(=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.069/0.097 = 0.711$

- secondo TR:  $\alpha,D = TR_{CLD} / TR_{DLD}(=TR \text{ in input per SLD}) = 36/75 = 0.486$

### 3.1.3) SLV di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (E) – Direzione : +x

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

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 1152074.00  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 2501.56  
 Peso sismico totale W (kN) = 57081.16  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 5820.659  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.044  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = 2501.56

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):  
 - iniziale = 0.12  
 - al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = 1.63, di cui dovuto alle forze orizzontali = 1.52

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

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

è stata scelta l'opzione Γ=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\* = Σ(m,i) (k\*kgm) = 5820.66  
 Coefficiente di partecipazione Γ = 1.000

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL / Γ) (kN) = 2501.56  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 2501.56  
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 1.63

**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) = 1751.09  
 Rigidezza elastica: k\* (kN/m) = 1152074.00 (=100.000% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico: T\* = 2(m\*/k\*) (sec) = 0.447  
 Punto di snervamento: spostamento dy\* (mm) = 1.56  
 forza Fy\* (kN) = 2501.56

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

Stato Limite	TR	a,g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLV - SLV	712	0.154	2.491	0.276	1.470	1.606	1.470	0.148	0.443	2.216	1.320

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione: S,e(T\*) = 0.559 g  
 - in spostamento: d\*,e,max = S,De(T\*) (mm) = 27.71  
 - forza di risposta elastica = S,e(T\*) m\* (kN) = 31928.79  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento Fy\* (kN) = 2501.56  
 (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\* = 12.764  
 Controllo su q\* secondo §7.8.1.6:  
**risulta: q\* > 3: la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.**  
 Risposta in spostamento del sistema anelastico: d\*,max (mm) = 27.71

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: Γ d\*,max (mm) = 27.71

**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) = 27.71  
 Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 1.63

**Rapporto: Capacità/Domanda = 0.059: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.017 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 2 anni.  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 100 %  
 (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)	(%)
Dati	712	0.226	10.0
Risultati	150	0.107	100.0

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.107/0.226 = 0.475$
- secondo TR:  $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 150/712 = 0.210$

**Indicatore di Rischio Sismico: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**

- $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.107/0.226 = 0.475$
- periodi di ritorno: TR,CLV = 150; TR,DLV = 712
- (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:
  - Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
  - Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 100.00  
 90% del Taglio massimo (kN) = 2251.41  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  calcolato = 22.514  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  effettivo = 2.500  
 Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

**3.1.4) SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (E) - Direzione +x**

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

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

Resistenza a SLD:  $F, \text{SLD, M-GDL}$  (kN) = 2501.56

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale:  $d_c$  (mm):

- iniziale = 0.12
- al limite di danno:  $d_c, \text{SLD, M-GDL} = 1.63$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 1.52

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  $a_g, F_0, TC^*$  per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

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	$a, g$	$F_0$	$TC^*$	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.065	2.440	0.240	1.500	1.682	1.500	0.135	0.404	1.860	0.840

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.215 g$
- in spostamento:  $d^*, e, \text{max} = S, De(T^*)$  (mm) = 10.66
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 12284.09  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 2501.56  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 4.911$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

**risulta:  $q^* > 3$ : la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.**

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \text{max}$  (mm) = 10.66

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, \text{max}$  (mm) = 10.66

**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) = 10.66  
Capacità di spostamento a SLD (mm) = 1.63

**Rapporto: Capacità / Domanda = 0.153: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.017 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 2.221191  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 100 %  
(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 (%)
Dati	75	0.097	63.0
Risultati	20	0.017	100.0

**Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha_D = \text{PGA}_{CLD} / \text{PGA}_{DLD} (= \text{PGA in input per SLD}) = 0.017/0.097 = 0.175$   
- secondo TR:  $\alpha_D = \text{TR}_{CLD} / \text{TR}_{DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 20/75 = 0.266$

### 3.1.5) SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (E) – Direzione : -x

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 644706.30  
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -2900.78  
Peso sismico totale W (kN) = 39215.67  
Massa sismica totale M (k\*kgm) = 3998.885  
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.074  
Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = -2900.78

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):  
- iniziale = 0.43  
- al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = -3.49, di cui dovuto alle forze orizzontali = -3.92

**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\* =  $\Sigma(m_i)$  (k\*kgm) = 3998.89  
Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -2900.78  
Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -2900.78  
Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -3.49

**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) = -2030.55  
Rigidità elastica: k\* (kN/m) = 644706.30 (=100.000% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico: T\* =  $2(m^*/k^*)$  (sec) = 0.495  
Punto di snervamento: spostamento dy\* (mm) = -3.55  
forza Fy\* (kN) = -2900.78

**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 (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLU - SLV	712	0.154	2.491	0.276	1.470	1.606	1.470	0.148	0.443	2.216	1.320

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.505 \text{ g}$   
 - in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = -30.71$   
 - forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 19797.34$   
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $Fy^* \text{ (kN)} = -2900.78$   
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 6.825$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

**risulta:  $q^* > 3$ : la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.**

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max \text{ (mm)} = -30.71$

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = -30.71$

**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) = -30.71

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -3.49

**Rapporto: Capacità/Domanda = 0.114: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.031 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLV = 8$  anni.  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 99.991 \%$   
 (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)	(%)
Dati	712	0.226	10.0
Risultati	100	0.031	100.0

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV(=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.031/0.226 = 0.137$

- secondo TR:  $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV(=TR \text{ in input per SLV}) = 100/712 = 0.140$

**Indicatore di Rischio Sismico: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**

-  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV(=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.031/0.226 = 0.137$

- periodi di ritorno:  $TR,CLV = 100$ ;  $TR,DLV = 712$

(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:

- Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
- Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = -350.78

90% del Taglio massimo (kN) = -2610.70

Rapporto  $\alpha,u/\alpha,1$  calcolato = 7.443

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

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

### 3.1.6) SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (E) - Direzione –x

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

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

Resistenza a SLD:  $F,SLD,M-GDL \text{ (kN)} = -2900.78$

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale:  $dc \text{ (mm)}$ :

- iniziale = 0.43

- al limite di danno:  $dc,SLD,M-GDL = -3.49$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = -3.92

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

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)	
SLE - SLD	75	0.065	2.440	0.240	1.500	1.682	1.500	0.135	0.404	1.860	0.840

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.194 \text{ g}$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) \text{ (mm)} = -11.81$
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 7616.70$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^* \text{ (kN)} = -2900.78$   
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.626$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max \text{ (mm)} = -11.81$

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = -11.81$

**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) = -11.81

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -3.49

**Rapporto: Capacità / Domanda = 0.295: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.031 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLD = 7.926465$

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR,CLD = 99.992 \%$

(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)	(%)
Dati	75	0.097	63.0
Risultati	55	0.031	100.0

**Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha_D = PGA,CLD / PGA,DLD (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.031/0.097 = 0.320$

- secondo TR:  $\alpha_D = TR,CLD / TR,DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 55/75 = 0.733$

**3.1.7) SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (E) – Direzione : +y****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1164144.00

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL} \text{ (kN)} = 901.56$

Peso sismico totale  $W \text{ (kN)} = 57081.16$

Massa sismica totale  $M \text{ (k*kgm)} = 5820.659$

Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.016

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL} \text{ (kN)} = 901.56$

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale:  $dc \text{ (mm)}$ :

- iniziale = -0.38

- al limite ultimo:  $dc,SLV,M-GDL = 0.44$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 0.83

**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 (Y):

Massa  $m^* = \Sigma(m_i) \text{ (k*kgm)} = 5820.66$

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 901.56  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 901.56  
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = 0.44

**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) = 631.09  
 Rigidezza elastica:  $k^*$  (kN/m) = 1164144.00 (=100.000% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/k^*)$  (sec) = 0.444  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 0.12  
 forza  $Fy^*$  (kN) = 901.56

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

Stato Limite	TR	a, g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLU - SLV	712	0.154	2.491	0.276	1.470	1.606	1.470	0.148	0.443	2.216	1.320

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S,e(T^*) = 0.562 g$   
 - in spostamento:  $d^*,e,max = S,De(T^*)$  (mm) = 27.57  
 - forza di risposta elastica =  $S,e(T^*) m^*$  (kN) = 32095.62  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 901.56  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 35.600$   
 Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:  
**risulta:  $q^* > 3$ : la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.**  
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 27.57

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = 27.57

**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) = 27.57  
 Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 0.44

**Rapporto: Capacità/Domanda = 0.016: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.006 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLV = 0$  anni.  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 100\%$   
 (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)	(%)
Dati	712	0.226	10.0
Risultati	200	0.074	100.0

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV(=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.074/0.226 = 0.327$   
 - secondo TR:  $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV(=TR \text{ in input per SLV}) = 200/712 = 0.280$

**Indicatore di Rischio Sismico: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**

-  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV(=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.006/0.226 = 0.027$   
 - periodi di ritorno:  $TR,CLV = 200$ ;  $TR,DLV = 712$   
 (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:  
 - Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;

- Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 100.00  
 90% del Taglio massimo (kN) = 811.41  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 8.114  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500  
 Edificio non regolare in altezza:  $q = 2.800$

### 3.1.8) SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (E) - Direzione +y

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

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

Resistenza a SLD:  $F_{SLD, M-GDL}$  (kN) = 901.56

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale:  $d_c$  (mm):

- iniziale = -0.38

- al limite di danno:  $d_c, SLD, M-GDL = 0.44$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 0.83

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, 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	$a, g$	$F_0$	$TC^*$	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.065	2.440	0.240	1.500	1.682	1.500	0.135	0.404	1.860	0.840

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.216$  g

- in spostamento:  $d^*, e, max = S, De(T^*)$  (mm) = 10.61

- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 12348.27

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

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 901.56

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 13.697$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

**risultato:  $q^* > 3$ : la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.**

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, max$  (mm) = 10.61

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, max$  (mm) = 10.61

#### 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) = 10.61

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 0.44

**Rapporto: Capacità / Domanda = 0.042: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA, CLD) = 0.005 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR, CLD = 0.1731445

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

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR, CLD = 100 %

(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)	(%)
Dati	75	0.097	63.0
Risultati	36	0.043	100.0

**Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha, D = \text{PGA, CLD} / \text{PGA, DLD} (= \text{PGA in input per SLD}) = 0.043/0.097 = 0.452$
- secondo TR:  $\alpha, D = \text{TR, CLD} / \text{TR, DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 36/75 = 0.486$

**3.1.9) SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (E) – Direzione : -y****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 456521.90  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -3800.78  
 Peso sismico totale W (kN) = 39215.67  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 3998.885  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.097  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = -3800.78

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.43
- al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = -8.14, di cui dovuto alle forze orizzontali = -7.71

**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 (Y):

Massa  $m^* = \Sigma(m, i)$  (k\*kgm) = 3998.89  
 Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -3800.78  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -3800.78  
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -8.14

**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) = -2660.55  
 Rigidezza elastica:  $k^*$  (kN/m) = 456521.90 (=100.000% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/k^*)$  (sec) = 0.588  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -6.15  
 forza  $Fy^*$  (kN) = -2806.94

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	712	0.154	2.491	0.276	1.470	1.606	1.470	0.148	0.443	2.216	1.320

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.425 g$
- in spostamento:  $d^*, e, max = S, De(T^*)$  (mm) = -36.49
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 16659.29  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -2806.94  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 5.935$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

**risultato:  $q^* > 3$ : la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.**

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, max$  (mm) = -36.49

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, max$  (mm) = -36.49

**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) = -36.49  
 Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -8.14

**Rapporto: Capacità/Domanda = 0.223: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.062 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 30 anni.  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 91.855 %  
 (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)	(%)
Dati	712	0.226	10.0
Risultati	300	0.062	91.9

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.062/0.226 = 0.274$
- secondo TR:  $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 300/712 = 0.421$

**Indicatore di Rischio Sismico: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**

- $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.062/0.226 = 0.274$
- periodi di ritorno: TR,CLV = 300; TR,DLV = 712  
 (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:  
 - Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;  
 - Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = -150.78  
 90% del Taglio massimo (kN) = -3420.70  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 22.687  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500  
 Edificio non regolare in altezza: q = 3.100

**3.1.10) SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (E) - Direzione -y**

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

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

Resistenza a SLD: F,SLD,M-GDL (kN) = -3800.78

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.43
- al limite di danno: dc,SLD,M-GDL = -8.14, di cui dovuto alle forze orizzontali = -7.71

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 ag, Fo, TC\* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

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)	
SLE - SLD	75	0.065	2.440	0.240	1.500	1.682	1.500	0.135	0.404	1.860	0.840

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.163$  g
- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*)$  (mm) = -14.04
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*)$  m\* (kN) = 6409.39  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -2806.94

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.283$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,\max$  (mm) = -14.04

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,\max$  (mm) = -14.04

**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) = -14.04

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -8.14

**Rapporto: Capacità / Domanda = 0.58: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.062 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLD = 30.74756$

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR,CLD = 91.277$  %

(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**

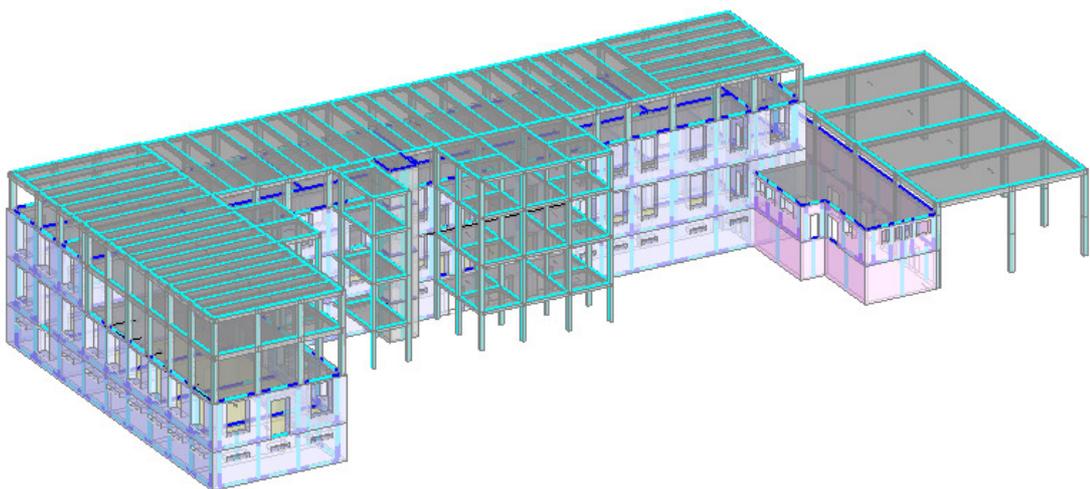
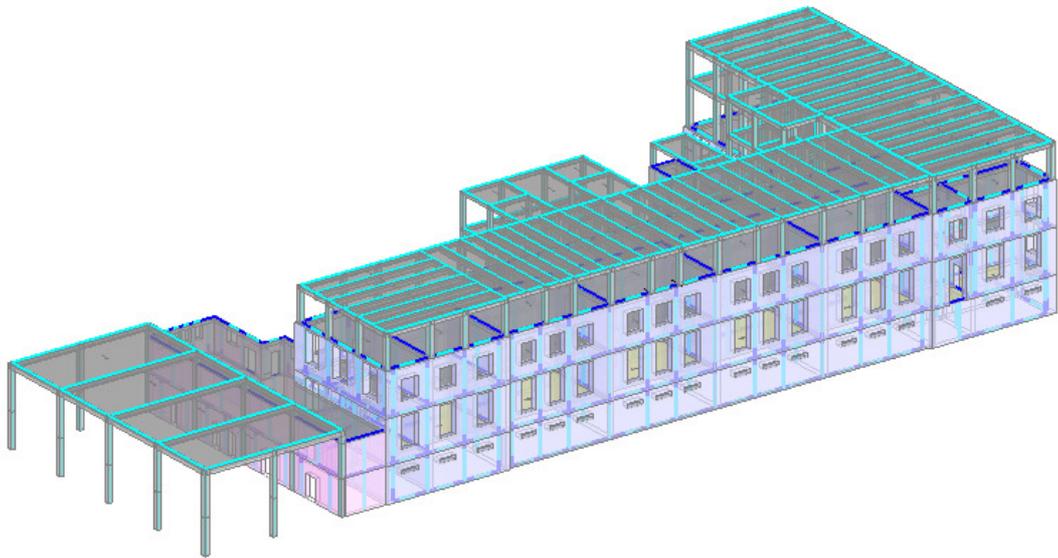
	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	75	0.097	63.0
Risultati	31	0.062	91.3

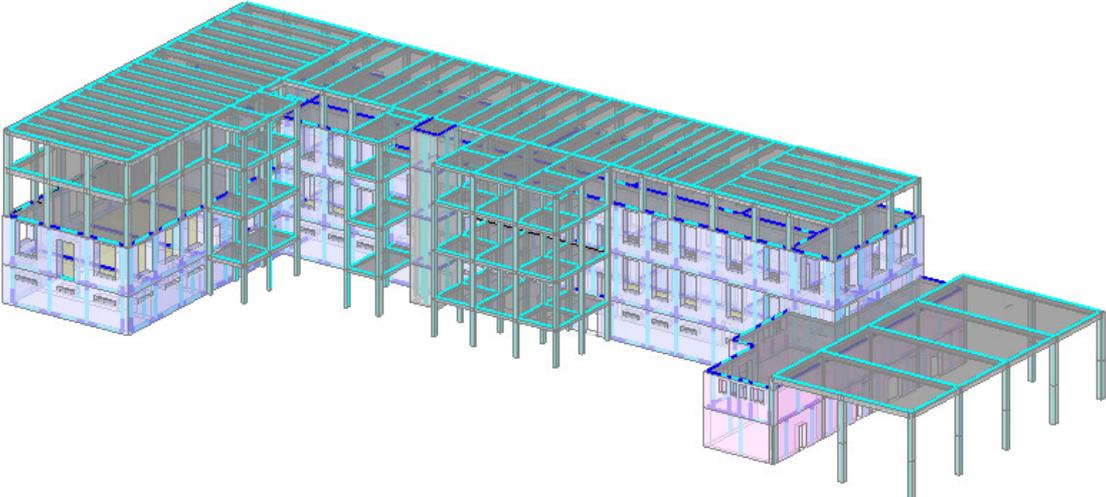
**Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha,D = PGA,CLD / PGA,DLD(=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.062/0.097 = 0.639$

- secondo TR:  $\alpha,D = TR,CLD / TR,DLD(=TR \text{ in input per SLD}) = 31/75 = 0.410$

Modello di calcolo struttura esistente





### 3.1) Progetto

#### 3.1.1) SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (A) – Direzione : +x

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

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 1346983.00  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 5350.78  
 Peso sismico totale W (kN) = 36998.79  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 3772.827  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.145  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = 5000.78

Punto di controllo ubicato al 3° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):  
 - iniziale = -0.02  
 - al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = 9.90, di cui dovuto alle forze orizzontali = 9.92

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

Calcolo della Massa m\* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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<sub>i</sub> traslazionali;
  - corrispondenti spostamenti modali φ<sub>i</sub> secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 3 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 68.0% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidezze iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidezze fessurate cioè assumendo %K,elast=100% per tutte le aste);
  - 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		1141.20	4.29		0.165
2	X	1166.12	13.75		0.527
3	X	866.51	21.58		0.827
4	X	365.08	26.09	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa m\* = Σ(m<sub>i</sub>φ<sub>i</sub><sup>2</sup>) (k\*kgm) = 2014.88  
 Coefficiente di partecipazione Γ = Σ(m<sub>i</sub>φ<sub>i</sub>) / Σ(m<sub>i</sub>φ<sub>i</sub><sup>2</sup>) = 1.320

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL / Γ) (kN) = 4053.89  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 3788.72  
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 7.50

##### 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) = 2837.72  
 Rigidezza elastica: k\* (kN/m) = 1346983.00 (=100.000% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico: T\* = 2(m\*/k\*) (sec) = 0.243  
 Punto di snervamento: spostamento dy\* (mm) = 2.82  
 forza Fy\* (kN) = 3805.04

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	712	0.154	2.491	0.276	1.470	1.606	1.470	0.148	0.443	2.216	1.320

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.564$  g
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = 8.27
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 11142.47  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 3805.04  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.928$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 12.76

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = 16.84

**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) = 16.84

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 9.90

**Rapporto: Capacità/Domanda = 0.588: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.153 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 215 anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 29.409 %

(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)	(%)
Dati	712	0.226	10.0
Risultati	215	0.153	29.4

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.153/0.226 = 0.677$

- secondo TR:  $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 215/712 = 0.302$

**Indicatore di Rischio Sismico: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**

-  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.153/0.226 = 0.677$

- periodi di ritorno: TR,CLV = 215; TR,DLV = 712

(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:

- Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare

dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno

in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;

- Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 2150.78

90% del Taglio massimo (kN) = 4815.70

Rapporto  $\alpha,u/\alpha,1 = 2.239$

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.359$

### 3.1.2) SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (A) - Direzione +x

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

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

Resistenza a SLD:  $F_{SLD,M-GDL}$  (kN) = 5350.78

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

- iniziale = -0.02

- al limite di danno:  $dc_{SLD,M-GDL}$  = 6.75, di cui dovuto alle forze orizzontali = 6.77

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  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $TC^*$  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,

$F_o$  = 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	$a_g$	$F_o$	$TC^*$	SS	CC	S	TB	TC	TD	$F_v$
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.065	2.440	0.240	1.500	1.682	1.500	0.135	0.404	1.860	0.840

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*)$  = 0.238 g

- in spostamento:  $d^*,e,max$  =  $S_{De}(T^*)$  (mm) = 3.49

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 4700.72

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 3805.04

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^*$  = 1.235

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 4.04

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = 5.33

#### 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) = 5.33

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 6.75

**Rapporto: Capacità / Domanda = 1.267: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{CLD}$ ) = 0.117 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{CLD}$  = 111.9873

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{CLD}$  = 48.815 %

(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)	(%)
Dati	75	0.097	63.0
Risultati	112	0.117	48.8

#### Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha_D = PGA_{CLD} / PGA_{DLD}(=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.117/0.097 = 1.206$

- secondo TR:  $\alpha_D = TR_{CLD} / TR_{DLD}(=TR \text{ in input per SLD}) = 112/75 = 1.493$

### 3.1.3) SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (A) – Direzione : -x

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1346983.00  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -5150.78  
 Peso sismico totale W (kN) = 33449.66  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 3410.916  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.154  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = -4800.78

Punto di controllo ubicato al 3° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):  
 - iniziale = -0.02  
 - al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = -7.33, di cui dovuto alle forze orizzontali = -7.31

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

Calcolo della Massa m\* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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<sub>i</sub> traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali φ<sub>i</sub> secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 3 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 68.4% (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 tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidità iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidità fessurate cioè assumendo %K,elast=100% per tutte le aste);
- 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		1141.20	4.29		0.165
2	X	1166.12	13.75		0.527
3	X	866.51	21.58		0.827
4	X	365.08	26.09	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa m\* = Σ(m<sub>i</sub>φ<sub>i</sub><sup>2</sup>) (k\*kgm) = 1841.31  
 Coefficiente di partecipazione Γ = Σ(m<sub>i</sub>φ<sub>i</sub><sup>2</sup>) / Σ(m<sub>i</sub>φ<sub>i</sub><sup>2</sup>) = 1.310

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL / Γ) (kN) = -3932.67  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -3665.45  
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -5.59

**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) = -2752.87  
 Rigidità elastica: k\* (kN/m) = 1197457.00 (=88.899% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico: T\* = 2(m\*/k\*) (sec) = 0.246  
 Punto di snervamento: spostamento dy\* (mm) = -3.05  
 forza Fy\* (kN) = -3655.61

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 (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLU - SLV	712	0.154	2.491	0.276	1.470	1.606	1.470	0.148	0.443	2.216	1.320

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.564 \text{ g}$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = -8.50$
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 10182.60$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^* \text{ (kN)} = -3655.61$   
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.785$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risultato:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max \text{ (mm)} = -12.85$

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = -16.83$

**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) = -16.83

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -7.33

**Rapporto: Capacità/Domanda = 0.435: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.124 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLV = 127$  anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 44.671 \%$

(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)	(%)
Dati	712	0.226	10.0
Risultati	127	0.124	44.7

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV(=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.124/0.226 = 0.549$

- secondo TR:  $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV(=TR \text{ in input per SLV}) = 127/712 = 0.178$

**Indicatore di Rischio Sismico: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**

-  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV(=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.124/0.226 = 0.549$

- periodi di ritorno:  $TR,CLV = 127$ ;  $TR,DLV = 712$

(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico

per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:

- Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare

dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno

in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;

- Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = -1150.78

90% del Taglio massimo (kN) = -4635.70

Rapporto  $\alpha,u/\alpha,1$  calcolato = 4.028

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

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

### 3.1.4) SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (A) - Direzione -x

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

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

Resistenza a SLD:  $F,SLD,M-GDL \text{ (kN)} = -5150.78$

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

- iniziale = -0.02

- al limite di danno:  $dc,SLD,M-GDL = -6.89$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = -6.88

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  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati allo Stato Limite SLD

e:  $SS$ ,  $CC$ ,  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$ ,  $F_v$  [§3.2.3], dove:

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima al sito,

$F_0$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

$T_C^*$  = 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;

$T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  = periodi di spettro;

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

Stato Limite	$T_R$ (anni)	$a_g$ (*g)	$F_0$	$T_C^*$ (sec)	$SS$	$CC$	$S$	$T_B$ (sec)	$T_C$ (sec)	$T_D$ (sec)	$F_v$
SLE - SLD	75	0.065	2.440	0.240	1.500	1.682	1.500	0.135	0.404	1.860	0.840

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.238 g$

- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) (mm) = -3.59$

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^* (kN) = 4295.77$

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

- forza di snervamento  $F_y^* (kN) = -3655.61$

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.175$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max (mm) = -4.01$

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $T^* d^*,max (mm) = -5.26$

#### 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) = -5.26

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -6.89

**Rapporto: Capacità / Domanda = 1.311: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.120 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_R,CLD = 116.0889$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $V_R = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $P_{V_R,CLD} = 47.589 \%$

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e  $T_R,CLD$  minori,

e  $P_{V_R,CLD}$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e  $T_R,CLD$  maggiori, e  $P_{V_R,CLD}$  minore).

#### Riepilogo per SLD

	$T_R$ (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	75	0.097	63.0
Risultati	116	0.120	47.6

#### Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha_D = PGA,CLD / PGA,DLD (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.120/0.097 = 1.237$

- secondo  $T_R$ :  $\alpha_D = T_R,CLD / T_R,DLD (=T_R \text{ in input per SLD}) = 116/75 = 1.548$

### 3.1.1) SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (A) – Direzione : +y

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 868055.30

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL} (kN) = 3200.78$

Peso sismico totale  $W (kN) = 36998.79$

Massa sismica totale  $M (k*kgm) = 3772.827$

Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.087

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL} (kN) = 2560.63$

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

- iniziale = 0.28

- al limite ultimo:  $dc_{SLV,M-GDL} = 17.59$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 17.31

#### 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  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 67.1% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidezze iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidezze fessurate cioè assumendo %K,elast=100% per tutte le aste);
- 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		1141.20	4.29		0.165
2	X	1166.12	13.75		0.527
3	X	866.51	21.58		0.827
4	X	365.08	26.09	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 2206.93

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_i \phi_i^2) / \sum(m_i \phi_i^2)$  = 1.313

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 2437.77

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 1950.22

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = 13.40

**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) = 1706.44

Rigidezza elastica:  $k^*$  (kN/m) = 731496.20 (=84.268% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/k^*)$  (sec) = 0.345

Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 3.05  
forza  $Fy^*$  (kN) = 2233.94

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 (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLU - SLV	712	0.154	2.491	0.276	1.470	1.606	1.470	0.148	0.443	2.216	1.320

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.564 g$

- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = 16.68

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 12204.54

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

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 2233.94

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 5.463$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

**risulta:  $q^* > 3$ : la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.**

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 20.55

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = 26.98

**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) = 26.98

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 17.59

**Rapporto: Capacità/Domanda = 0.652: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.126 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 134 anni.  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 42.817 %  
(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)	(%)
Dati	712	0.226	10.0
Risultati	134	0.126	42.8

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.126/0.226 = 0.558$
- secondo TR:  $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 134/712 = 0.188$

**Indicatore di Rischio Sismico: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**

- $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.126/0.226 = 0.558$
- periodi di ritorno: TR,CLV = 134; TR,DLV = 712
- (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:
  - Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
  - Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 1800.78  
90% del Taglio massimo (kN) = 2880.70  
Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1 = 1.600$   
Edificio non regolare in altezza:  $q = 2.400$

### 3.1.2) SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (A) - Direzione +y

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

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

Resistenza a SLD:  $F, \text{SLD, M-GDL}$  (kN) = 3200.78

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

- iniziale = 0.28
- al limite di danno:  $dc, \text{SLD, M-GDL} = 15.32$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 15.04

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, 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)	
SLE - SLD	75	0.065	2.440	0.240	1.500	1.682	1.500	0.135	0.404	1.860	0.840

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.238$  g
- in spostamento:  $d^*, e, \text{max} = S, De(T^*)$  (mm) = 7.04
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 5148.78  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 2233.94

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.305$   
 Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:  
 risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.  
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,\max$  (mm) = 8.17

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**  
 Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,\max$  (mm) = 10.73

**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) = 10.73  
 Capacità di spostamento a SLD (mm) = 15.32

**Rapporto: Capacità / Domanda = 1.428: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.141 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLD = 173.5107$   
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR,CLD = 35.095$  %  
 (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)	(%)
Dati	75	0.097	63.0
Risultati	174	0.141	35.1

**Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha,D = PGA,CLD / PGA,DLD(=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.141/0.097 = 1.454$
- secondo TR:  $\alpha,D = TR,CLD / TR,DLD(=TR \text{ in input per SLD}) = 174/75 = 2.313$

### 3.1.3) SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (A) – Direzione : -y

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

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 691371.80  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F,Max,M-GDL$  (kN) = -2800.78  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 35531.65  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 3623.22  
 Rapporto forza/peso ( $F,Max,M-GDL / W$ ) = 0.079  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F,SLV,M-GDL$  (kN) = -2800.78

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale:  $dc$  (mm):  
 - iniziale = -0.04  
 - al limite ultimo:  $dc,SLV,M-GDL = -11.70$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = -11.66

**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  $m_i$  traslazionali;
  - corrispondenti spostamenti modali  $\varphi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 4 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 66.7% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro  $\%K,elast$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata ( $\%K,elast < 100\%$ ); in Analisi Pushover al tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidezze iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidezze fessurate cioè assumendo  $\%K,elast=100\%$  per tutte le aste);
  - 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		1141.20	4.29		0.165
2	X	1166.12	13.75		0.527

3	X	866.51	21.58		0.827
4	X	365.08	26.09	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m, i^* \varphi, i)$  (k\*kgm) = 1884.23

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m, i^* \varphi, i) / \Sigma(m, i^* \varphi, i^2) = 1.435$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F, Max, 1-GDL = (F, Max, M-GDL / \Gamma)$  (kN) = -1951.28

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F, SLV, 1-GDL = (F, SLV, M-GDL / \Gamma)$  (kN) = -1951.28

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d, SLV, 1-GDL = (d, SLV, M-GDL / \Gamma)$  (mm) = -8.15

#### 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) = -1365.89

Rigidezza elastica:  $k^*$  (kN/m) = 541787.40 (=78.364% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/k^*)$  (sec) = 0.371

Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -3.55

forza  $Fy^*$  (kN) = -1925.19

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)	
SLV - SLV	712	0.154	2.491	0.276	1.200	1.423	1.200	0.131	0.392	2.216	1.320

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.460 g$

- in spostamento:  $d^*, e, max = S, De(T^*)$  (mm) = -15.70

- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 8506.11

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

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -1925.19

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 4.418$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

**risulta:  $q^* > 3$ : la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.**

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, max$  (mm) = -16.40

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, max$  (mm) = -23.55

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

Domanda sismica in spostamento: (mm) = -23.55

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -11.70

**Rapporto: Capacità/Domanda = 0.497: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA, CLV) = 0.101 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV = 131$  anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 43.704 \%$

(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)	(%)
Dati	712	0.185	10.0
Risultati	131	0.101	43.7

#### Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.101/0.185 = 0.546$

- secondo TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 131/712 = 0.183$

**Indicatore di Rischio Sismico: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**

- $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.101/0.185 = 0.546$
- periodi di ritorno:  $TR, CLV = 131$ ;  $TR, DLV = 712$
- (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:
  - Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
  - Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = -600.78  
 90% del Taglio massimo (kN) = -2520.70  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  calcolato = 4.196  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  effettivo = 2.500  
 Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

### 3.1.4) SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (A) - Direzione –y

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

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

Resistenza a SLD:  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = -2800.78

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale:  $dc$  (mm):

- iniziale = -0.04
- al limite di danno:  $dc, SLD, M-GDL = -7.28$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = -7.24

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

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)	
SLE – SLD	75	0.065	2.440	0.240	1.200	1.463	1.200	0.117	0.351	1.860	0.840

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.180 g$
- in spostamento:  $d^*, e, max = S, De(T^*)$  (mm) = -6.15
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 3331.30  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -1925.19  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.730$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, max$  (mm) = -6.30

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, max$  (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) = -7.28

**Rapporto: Capacità / Domanda = 0.805: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA ( $PGA, CLD$ ) = 0.066 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLD = 52.9835$   
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR, CLD = 75.72 \%$

(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)	(%)
Dati	75	0.078	63.0
Risultati	53	0.066	75.7

**Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha, D = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} (= \text{PGA in input per SLD}) = 0.066/0.078 = 0.846$
- secondo TR:  $\alpha, D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 53/75 = 0.706$

**3.1.1) SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (E) – Direzione : +x****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1775570.00  
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 7500.78  
Peso sismico totale W (kN) = 37784.16  
Massa sismica totale M (k\*kgm) = 3852.912  
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.199  
Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = 6000.63

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.02
- al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = 15.44, di cui dovuto alle forze orizzontali = 15.46

**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\* =  $\Sigma(m, i)$  (k\*kgm) = 3852.91  
Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 7500.78  
Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 6000.63  
Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 15.44

**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) = 5250.55  
Rigidità elastica: k\* (kN/m) = 1775570.00 (=100.000% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico: T\* = 2(m\*/k\*) (sec) = 0.293  
Punto di snervamento: spostamento dy\* (mm) = 3.82  
forza Fy\* (kN) = 6785.78

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	712	0.154	2.491	0.276	1.200	1.423	1.200	0.131	0.392	2.216	1.320

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T\*) = 0.460 g
- in spostamento: d\*,e,max = S,De(T\*) (mm) = 9.80
- forza di risposta elastica = S,e(T\*) m\* (kN) = 17393.44  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy\* (kN) = 6785.78  
(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\* = 2.563  
Controllo su q\* secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.  
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 11.82

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**  
 Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, \max$  (mm) = 11.82

**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) = 11.82  
 Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 15.44

**Rapporto: Capacità/Domanda = 1.306: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.215 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 1163 anni.  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 6.246 %  
 (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)	(%)
Dati	712	0.185	10.0
Risultati	1163	0.215	6.2

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV}(=\text{PGA in input per SLV}) = 0.215/0.185 = 1.162$
- secondo TR:  $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV}(=\text{TR in input per SLV}) = 1163/712 = 1.633$

**Indicatore di Rischio Sismico: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**

- $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV}(=\text{PGA in input per SLV}) = 0.215/0.185 = 1.162$
- periodi di ritorno: TR,CLV = 1163; TR,DLV = 712
- (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:
- Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
- Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 3250.78  
 90% del Taglio massimo (kN) = 6750.70  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l = 2.077$   
 Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.115$

### 3.1.2) SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (E) - Direzione +x

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

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

Resistenza a SLD:  $F, \text{SLD, M-GDL}$  (kN) = 7500.78

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale:  $dc$  (mm):

- iniziale = -0.02
- al limite di danno:  $dc, \text{SLD, M-GDL} = 9.79$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 9.81

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, 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 - SLD	75	0.065	2.440	0.240	1.200	1.463	1.200	0.117	0.351	1.860	0.840

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_{e}(T^*) = 0.190 \text{ g}$
- in spostamento:  $d_{e,max}^* = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = 4.05$
- forza di risposta elastica =  $S_{e}(T^*) m^* \text{ (kN)} = 7191.08$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_{y^*} \text{ (kN)} = 6785.78$   
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.060$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d_{max}^* \text{ (mm)} = 4.13$

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d_{max}^* \text{ (mm)} = 4.13$

**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) = 4.13

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 9.79

**Rapporto: Capacità / Domanda = 2.372: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.160 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 450.9521

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

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 15.322 %

(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 (%)
Dati	75	0.078	63.0
Risultati	451	0.160	15.3

**Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha_D = \text{PGA}_{CLD} / \text{PGA}_{DL} (= \text{PGA in input per SLD}) = 0.160 / 0.078 = 2.051$

- secondo TR:  $\alpha_D = \text{TR}_{CLD} / \text{TR}_{DL} (= \text{TR in input per SLD}) = 451 / 75 = 6.013$

**3.1.3) SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (E) – Direzione : -x****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1775570.00

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL} \text{ (kN)} = 7500.78$

Peso sismico totale W (kN) = 37784.16

Massa sismica totale M (k\*kgm) = 3852.912

Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.199

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL} \text{ (kN)} = 6000.63$

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.02

- al limite ultimo:  $dc_{SLV,M-GDL} = 15.44$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 15.46

**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  $m^* = \Sigma(m_i) \text{ (k*kgm)} = 3852.91$

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma) \text{ (kN)} = 7500.78$

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma) \text{ (kN)} = 6000.63$

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma) \text{ (mm)} = 15.44$

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

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70%  $F_{Max,1-GDL} \text{ (kN)} = 5250.55$

Rigidità elastica:  $k^* \text{ (kN/m)} = 1775570.00 (=100.000\% \text{ della rigidità elastica del sistema M-GDL})$

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/k^*) \text{ (sec)} = 0.293$

Punto di snervamento: spostamento  $dy^* \text{ (mm)} = 3.82$

forza  $F_y^*$  (kN) = 6785.78

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  $T_R$  associati allo Stato Limite SLV

e:  $SS$ ,  $CC$ ,  $S$ ,  $TB$ ,  $TC$ ,  $TD$ ,  $F_v$  [§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  $T_C$  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	$T_R$ (anni)	$a_g$ (*g)	$F_o$	$T_C^*$ (sec)	$SS$	$CC$	$S$	$TB$ (sec)	$TC$ (sec)	$TD$ (sec)	$F_v$
SLU - SLV	712	0.154	2.491	0.276	1.200	1.423	1.200	0.131	0.392	2.216	1.320

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.496 g$

- in spostamento:  $d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$  (mm) = -5.29

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1117.99

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -422.11

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.649$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d_{max}^*$  (mm) = -8.76

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d_{max}^*$  (mm) = -8.76

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

Domanda sismica in spostamento: (mm) = -8.76

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -5.74

**Rapporto: Capacità/Domanda = 0.655: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA,CLV) = 0.148 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_R = 210$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $V_R = 50$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 21.195\%$

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

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

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

#### Riepilogo per SLV

	$T_R$ (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	475	0.201	10.0
Risultati	210	0.148	21.2

#### Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:

- secondo PGA:  $\alpha_{V} = PGA_{CLV} / PGA_{DLV}$  (=PGA in input per SLV) = 0.148/0.201 = 0.736

- secondo  $T_R$ :  $\alpha_{V} = T_{R,CLV} / T_{R,DLV}$  (=TR in input per SLV) = 210/475 = 0.442

#### Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:

-  $\alpha_{V} = PGA_{CLV} / PGA_{DLV}$  (=PGA in input per SLV) = 0.148/0.201 = 0.736

- periodi di ritorno:  $T_{R,CLV} = 210$ ;  $T_{R,DLV} = 475$

(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'indicatore di rischio

per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:

- Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare

dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno

in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;

- Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = -320.16

90% del Taglio massimo (kN) = -432.14

Rapporto  $\alpha_u / \alpha_1 = 1.350$

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.025$

### 3.1.4) SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (E) - Direzione -x

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

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

Resistenza a SLD:  $F_{SLD,M-GDL}$  (kN) = 7500.78

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.02

- al limite di danno:  $dc_{SLD,M-GDL}$  = 9.79, di cui dovuto alle forze orizzontali = 9.81

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

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)	
SLE - SLD	75	0.065	2.440	0.240	1.200	1.463	1.200	0.117	0.351	1.860	0.840

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S,e(T^*)$  = 0.193 g

- in spostamento:  $d^*,e,max = S,De(T^*)$  (mm) = -2.05

- forza di risposta elastica =  $S,e(T^*) m^*$  (kN) = 434.48

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

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -422.11

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^*$  = 1.030

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -2.12

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -2.12

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

Domanda sismica in spostamento (mm) = -2.12

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -4.12

**Rapporto: Capacità / Domanda = 1.946: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD ( $PGA,CLD$ ) = 0.119 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR = 116.9006$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 50$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 34.8$  %

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

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

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

**Riepilogo per SLD**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	50	0.079	63.0
Risultati	117	0.119	34.8

**Indicatore di rischio:**

- secondo  $PGA$ :  $\alpha,D = PGA,CLD / PGA,DLD(=PGA$  in input per SLD) = 0.119/0.079 = 1.506

- secondo  $TR$ :  $\alpha,D = TR,CLD / TR,DLD(=TR$  in input per SLD) = 117/50 = 2.338

### 3.1.5) SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (E) – Direzione : +y

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

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 1775570.00  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 7500.78  
 Peso sismico totale W (kN) = 37784.16  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 3852.912  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.199  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = 6000.63

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):  
 - iniziale = -0.02  
 - al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = 15.44, di cui dovuto alle forze orizzontali = 15.46

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

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

è stata scelta l'opzione Γ=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\* = Σ(m,i) (k\*kgm) = 3852.91  
 Coefficiente di partecipazione Γ = 1.000

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL / Γ) (kN) = 7500.78  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 6000.63  
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 15.44

**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) = 5250.55  
 Rigidezza elastica: k\* (kN/m) = 1775570.00 (=100.000% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico: T\* = 2(m\*/k\*) (sec) = 0.293  
 Punto di snervamento: spostamento dy\* (mm) = 3.82  
 forza Fy\* (kN) = 6785.78

**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	712	0.154	2.491	0.276	1.200	1.423	1.200	0.131	0.392	2.216	1.320

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione: S,e(T\*) = 0.496 g  
 - in spostamento: d\*,e,max = S,De(T\*) (mm) = 5.01  
 - forza di risposta elastica = S,e(T\*) m\* (kN) = 1117.99  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento Fy\* (kN) = 502.06  
 (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\* = 2.228  
 Controllo su q\* secondo §7.8.1.6:  
 risulta: q\* <= 3: la verifica di sicurezza può essere eseguita.  
 Risposta in spostamento del sistema anelastico: d\*,max (mm) = 8.08

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: Γ d\*,max (mm) = 8.08

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

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 8.08  
 Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 4.92

**Rapporto: Capacità/Domanda = 0.609: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA,CLV) = 0.144 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 193 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 50 anni, ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 22.872 % (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare: in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori, e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	475	0.201	10.0
Risultati	193	0.144	22.9

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:**

- secondo PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.144/0.201 = 0.716$
- secondo TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 193/475 = 0.405$

**Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**

- $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.144/0.201 = 0.716$
- periodi di ritorno: TR, CLV = 193; TR, DLV = 475
- (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'indicatore di rischio per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:
  - Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
  - Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 330.16  
 90% del Taglio massimo (kN) = 450.14  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l = 1.363$   
 Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.045$

**3.1.6) SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (E) - Direzione +y**

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

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

Resistenza a SLD: F, SLD, M-GDL (kN) = 7500.78

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.02
- al limite di danno: dc, SLD, M-GDL = 9.79, di cui dovuto alle forze orizzontali = 9.81

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 ag, Fo, TC\* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

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)	
SLE - SLD	75	0.065	2.440	0.240	1.200	1.463	1.200	0.117	0.351	1.860	0.840

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.193 g$
- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*) \text{ (mm)} = 1.95$
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 434.48$   
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^* \text{ (kN)} = 502.06$   
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.866$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*, \max = d^*, e, \max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 1.95

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = 1.95

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

Domanda sismica in spostamento (mm) = 1.95

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 4.92

**Rapporto: Capacità / Domanda = 2.526: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.146 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 192.6819

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 50 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 22.856 %

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

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

**Riepilogo per SLD**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	50	0.079	63.0
Risultati	193	0.146	22.9

**Indicatore di rischio:**

- secondo PGA:  $\alpha,D = PGA,CLD / PGA,DL D (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.146/0.079 = 1.848$

- secondo TR:  $\alpha,D = TR,CLD / TR,DL D (=TR \text{ in input per SLD}) = 193/50 = 3.854$

### 3.1.7) SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (E) – Direzione : -y

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

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 1775570.00

Resistenza massima (taglio alla base):  $F,Max,M-GDL$  (kN) = 7500.78

Peso sismico totale W (kN) = 37784.16

Massa sismica totale M (k\*kgm) = 3852.912

Rapporto forza/peso ( $F,Max,M-GDL / W$ ) = 0.199

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F,SLV,M-GDL$  (kN) = 6000.63

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.02

- al limite ultimo:  $dc,SLV,M-GDL = 15.44$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 15.46

**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  $m^* = \Sigma(m,i)$  (k\*kgm) = 3852.91

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL / \Gamma)$  (kN) = 7500.78

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / \Gamma)$  (kN) = 6000.63

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / \Gamma)$  (mm) = 15.44

**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) = 5250.55

Rigidezza elastica:  $k^*$  (kN/m) = 1775570.00 (=100.000% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/k^*)$  (sec) = 0.293

Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 3.82

forza  $Fy^*$  (kN) = 6785.78

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 (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLU - SLV	712	0.154	2.491	0.276	1.200	1.423	1.200	0.131	0.392	2.216	1.320

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.496 g$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = -3.59
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1156.88  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -678.76  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.703$ Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -5.80**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -5.80**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) = -5.80

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -32.45

**Rapporto: Capacità/Domanda = 5.593: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA,CLV)  $\geq 0.299 g$ 

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 2475 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 50 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 2 %

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

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

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	475	0.201	10.0
Risultati	2475	0.299	2.0

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:**- secondo PGA:  $\alpha_v = PGA_{CLV} / PGA_{DLV}(=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.299/0.201 = 1.488$ - secondo TR:  $\alpha_v = TR_{CLV} / TR_{DLV}(=TR \text{ in input per SLV}) = 2475/475 = 5.211$ **Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**-  $\alpha_v = PGA_{CLV} / PGA_{DLV}(=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.299/0.201 = 1.488$ 

- periodi di ritorno: TR,CLV = 2475; TR,DLV = 475

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

- Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare

dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno

in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;

- Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = -350.78

90% del Taglio massimo (kN) = -675.70

Rapporto  $\alpha_u/\alpha_l = 1.926$ Edificio non regolare in altezza:  $q = 2.889$ **3.1.8) SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (E) - Direzione -y**

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**Resistenza a SLD:  $F_{SLD,M-GDL}$  (kN) = 7500.78

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.02

- al limite di danno:  $dc_{SLD,M-GDL} = 9.79$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 9.81

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  $a_g, F_o, T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati allo Stato Limite SLD

e:  $SS, CC, S, T_B, T_C, T_D, F_v$  [§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  $T_C$  dipendente dal sottosuolo;

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

$T_B, T_C, T_D$  = periodi di spettro;

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

Stato Limite	$T_R$	$a_g$	$F_o$	$T_C^*$	$SS$	$CC$	$S$	$T_B$	$T_C$	$T_D$	$F_v$
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.065	2.440	0.240	1.200	1.463	1.200	0.117	0.351	1.860	0.840

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.193 g$

- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = -1.39

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 449.59

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

- forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = -678.76

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.662$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -1.39

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -1.39

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

Domanda sismica in spostamento (mm) = -1.39

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -2.65

**Rapporto: Capacità / Domanda = 1.898: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.134 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_R = 154.7913$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $T_R = 50$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 27.604\%$

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

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

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

#### Riepilogo per SLD

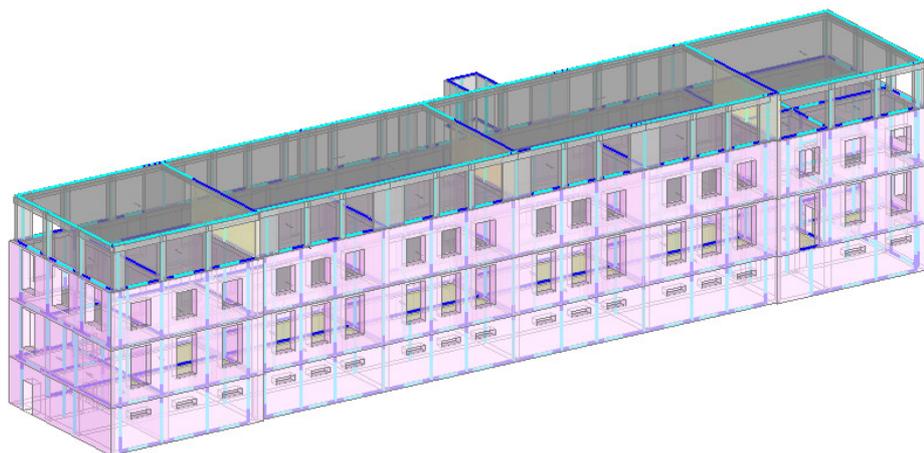
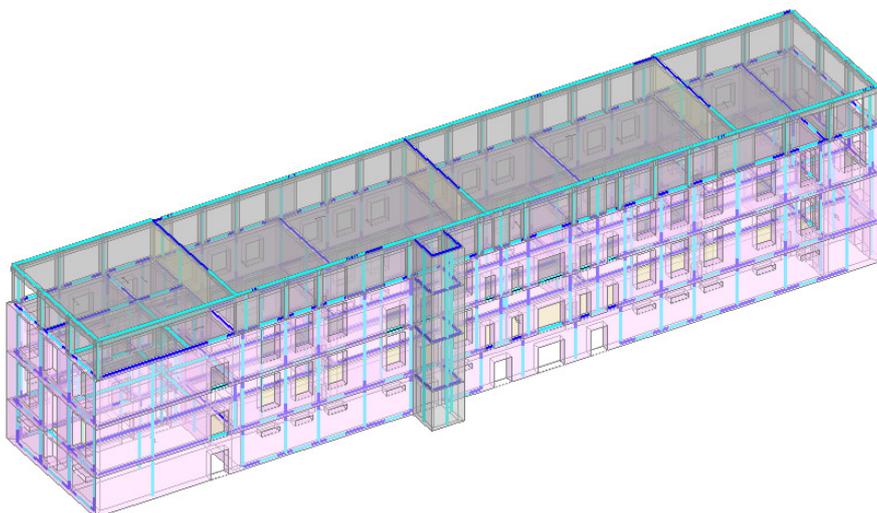
	$T_R$	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	50	0.079	63.0
Risultati	155	0.134	27.6

#### Indicatore di rischio:

- secondo PGA:  $\alpha_D = PGA_{CLD} / PGA_{DLD}(=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.134/0.079 = 1.696$

- secondo  $T_R$ :  $\alpha_D = T_{R,CLD} / T_{R,DLD}(=T_R \text{ in input per SLD}) = 155/50 = 3.096$

Modello di calcolo struttura in pietrame



## 4) CONCLUSIONI

Come si può constatare dalla seguente relazione di calcolo l'edificio in esame presenta una struttura complessa dovuta alle diverse tipologie strutturali della quale si compone.

Questo porta a un'accentuata eterogeneità sia per quanto riguarda i materiali, sia per le tecnologie costruttive.

Analizzando la struttura nel suo insieme si può constatare come la sua capacità sismo resistente sia estremamente bassa.

Gli interventi di separazione dei vari corpi possono portare a un discreto miglioramento di ciascuno di essi.

Le analisi condotte, infatti, hanno dimostrato come, riducendo i punti deboli che il complesso poteva avere nel suo insieme, si possa ottenere un miglioramento sismico, evitando così pericolosi movimenti e martellamenti tra strutture con spostamenti completamente differenti tra loro.

Il corpo centrale in pietrame, sul quale si sono concentrate le verifiche e gli interventi di miglioramento sismico, è estremamente più resistente senza le altre strutture annesse; gli interventi di consolidamento ipotizzati accrescono ulteriormente la sua resistenza al sisma rispettando quanto previsto dalle norme tecniche attualmente vigenti, in tema di miglioramento sismico.

L'indicatore di rischio, ottenuto come rapporto tra capacità e domanda in termini di PGA, sia allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), sia allo stato limite di danno (SLD), risulta essere maggiore in fase di progetto rispetto alla situazione esistente, come si evince dal prospetto che segue.

### Esistente

Distr.	Direz.	q	PGA,CLV	TR,CLV	aV,PGA	aV,TR	PGA,CLD	TR,CLD	aD,PGA	aD,TR
A	+X	<b>2.000</b>	0.085	150	<b>0.375</b>	0.216	0.018	55	<b>0.186</b>	0.733
A	-X	<b>3.750</b>	0.027	200	<b>0.119</b>	0.280	0.027	55	<b>0.278</b>	0.733
A	+Y	<b>2.800</b>	0.051	250	<b>0.227</b>	0.351	0.034	65	<b>0.352</b>	0.866
A	-Y	<b>2.720</b>	0.069	200	<b>0.305</b>	0.280	0.069	36	<b>0.711</b>	0.486
E	+X	<b>3.750</b>	0.107	150	<b>0.475</b>	0.210	0.017	20	<b>0.175</b>	0.266
E	-X	<b>3.750</b>	0.031	100	<b>0.137</b>	0.140	0.031	55	<b>0.320</b>	0.733
E	+Y	<b>2.800</b>	0.074	200	<b>0.327</b>	0.280	0.043	36	<b>0.452</b>	0.486
E	-Y	<b>3.100</b>	0.062	300	<b>0.274</b>	0.421	0.062	31	<b>0.639</b>	0.410

**Progetto**

Distr.	Direz.	q	PGA,CLV	TR,CLV	aV,PGA	aV,TR	PGA,CLD	TR,CLD	aD,PGA	aD,TR
A	+X	<b>3.359</b>	0.153	215	<b>0.677</b>	0.302	0.117	112	<b>1.206</b>	1.493
A	-X	<b>3.750</b>	0.124	127	<b>0.549</b>	0.178	0.120	116	<b>1.237</b>	1.548
A	+Y	<b>2.400</b>	0.126	134	<b>0.558</b>	0.188	0.141	174	<b>1.454</b>	2.313
A	-Y	<b>3.750</b>	0.101	131	<b>0.546</b>	0.183	0.066	53	<b>0.846</b>	0.706
E	+X	<b>3.115</b>	0.215	1163	<b>1.162</b>	1.633	0.160	451	<b>2.051</b>	6.013
E	-X	<b>3.025</b>	0.148	210	<b>0.736</b>	0.442	0.119	117	<b>1.506</b>	2.338
E	+Y	<b>3.045</b>	0.144	193	<b>0.716</b>	0.405	0.146	193	<b>1.848</b>	3.854
E	-Y	<b>2.889</b>	0.299	2475	<b>1.488</b>	5.211	0.134	155	<b>1.696</b>	3.096



# COMUNE DI PAESANA

BANDO TRIENNALE 2015-16-17 EDILIZIA SCOLASTICA MUTUI

## LAVORI DI MIGLIORAMENTO SISMICO E COMPLETAMENTO EFFICIENTAMENTO ENERGETICO EDIFICIO SCOLASTICO OSPITANTE LA SCUOLA PRIMARIA E SECONDARIA DI 1° GRADO "DON L. MILANI" PROGETTO ESECUTIVO



Elaborato:  
- Relazione specialistica strutturale

Allegato n°:

# Doc.15

Il Sindaco:

Responsabile del procedimento:

Progettista:



SIA - Professionisti Associati  
Ing. Franco PICOTTO  
C.F. e P. I.V.A. : 06452620015  
Via Vittorio Veneto n° 27 - 10061 CAVOUR (TO)  
Tel. 0121-69308 - Cell. 335-6864674  
E-mail : picotto@studiosia.it



1)	RELAZIONE GENERALE .....	6
1.1)	INTRODUZIONE .....	6
1.1.1)	Classificazione intervento .....	6
1.1.2)	Prestazioni di progetto, classe della struttura, vita utile e procedure di qualità .....	6
1.1.3)	Localizzazione della struttura .....	6
1.1.3.1)	Inquadramento area sismica .....	7
2)	RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE .....	7
2.1)	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	7
2.2)	CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI .....	7
2.2.1)	Muratura portante .....	7
2.2.1.1)	Stima dei livelli di confidenza e conoscenza .....	7
2.2.1.2)	Caratterizzazione meccanica dei materiali .....	7
2.3)	ANALISI DEI CARICHI .....	8
2.3.1)	Azioni permanenti .....	8
2.3.1)	Azioni variabili .....	9
2.4)	PRESENTAZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE E SUE PROPRIETÀ .....	9
2.4.1.1)	Il metodo a telaio equivalente: applicazione del metodo degli elementi finiti .....	9
2.4.1.2)	Richiamo sul metodo degli elementi finiti .....	10
2.4.1.3)	La muratura richiede un'analisi sismica non lineare .....	12
2.4.2)	Il modello a telaio equivalente .....	13
2.4.2.1)	Analisi statiche non lineari evolute (analisi pushover) .....	15
2.4.2.2)	Costruzione della curva di capacità .....	16
2.4.2.3)	Algoritmo di analisi pushover .....	16
2.4.2.4)	Verifiche eseguite negli elementi murari .....	21
2.4.2.5)	Distribuzione di forze .....	24
2.4.2.6)	Verifiche di sicurezza in analisi pushover; stati limite di danno e ultimo .....	26
2.4.2.6.1)	I domini di resistenza N-M .....	28
2.4.2.7)	L'analisi con il software Aedes .....	29
2.5)	RISULTATI .....	31
2.5.1)	Analisi modale-struttura esistente .....	31
2.5.2)	Analisi modale-Struttura in progetto-Corpo principale in pietrame .....	46
2.1)	Analisi pushover .....	60
2.1.1)	Curva A, +X - esistente .....	60
2.1.2)	Curva A, +X - in progetto .....	61
2.1.3)	Curva A, -X - esistente .....	62
2.1.4)	Curva A, -X - in progetto .....	63
2.1.5)	Curva A, +Y - esistente .....	64

2.1.6)	Curva A, +Y – in progetto .....	65
2.1.7)	Curva A, -Y – esistente .....	66
2.1.8)	Curva A, -Y – in progetto .....	67
2.1.9)	Curva E, +X – esistente.....	68
2.1.10)	Curva E, +X – in progetto .....	69
2.1.11)	Curva E, -X – esistente.....	70
2.1.12)	Curva E, -X – in progetto .....	71
2.1.13)	Curva E, +Y – esistente.....	72
2.1.14)	Curva E, +Y – in progetto.....	73
2.1.15)	Curva E, -Y – esistente.....	74
2.1.1)	Curva E, -Y – in progetto .....	75
3)	Tabulati di calcolo .....	76
3.1)	Esistente.....	76
3.1.1)	SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (A) – Direzione : +x .....	76
3.1.1)	SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (A) - Direzione +x .....	77
3.1.1)	SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (A) – Direzione : -x .....	78
3.1.1)	SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (A) - Direzione -x .....	80
3.1.2)	SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (A) – Direzione : +y .....	81
3.1.3)	SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (A) - Direzione +y .....	83
3.1.1)	SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (A) – Direzione : -y .....	84
3.1.2)	SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (A) - Direzione -y .....	86
3.1.3)	SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (E) – Direzione : +x.....	87
3.1.4)	SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (E) - Direzione +x.....	88
3.1.5)	SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (E) – Direzione : -x .....	89
3.1.6)	SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (E) - Direzione -x.....	90
3.1.7)	SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (E) – Direzione : +y.....	91
3.1.8)	SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (E) - Direzione +y.....	93
3.1.9)	SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (E) – Direzione : -y .....	94
3.1.10)	SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (E) - Direzione -y.....	95
3.1)	Progetto .....	99
3.1.1)	SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (A) – Direzione : +x .....	99
3.1.2)	SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (A) - Direzione +x .....	101
3.1.3)	SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (A) – Direzione : -x .....	102
3.1.4)	SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (A) - Direzione -x .....	103
3.1.1)	SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (A) – Direzione : +y .....	104
3.1.2)	SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (A) - Direzione +y .....	106
3.1.3)	SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (A) – Direzione : -y .....	107

---

3.1.4)	SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (A) - Direzione -y .....	109
3.1.1)	SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (E) – Direzione : +x.....	110
3.1.2)	SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (E) - Direzione +x.....	111
3.1.3)	SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (E) – Direzione : -x .....	112
3.1.4)	SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (E) - Direzione -x.....	114
3.1.5)	SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (E) – Direzione : +y.....	115
3.1.6)	SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (E) - Direzione +y.....	116
3.1.7)	SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (E) – Direzione : -y .....	117
3.1.8)	SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (E) - Direzione -y.....	118
4)	CONCLUSIONI .....	121

## **1) RELAZIONE GENERALE**

### **1.1) INTRODUZIONE**

#### **1.1.1) Classificazione intervento**

Oggetto della presente relazione è l'intervento di miglioramento sismico dell'edificio sede della Scuola Elementare e Media di Paesana, ai sensi del DM 14/01/2008 par. 8.4.2.

#### **1.1.2) Prestazioni di progetto, classe della struttura, vita utile e procedure di qualità**

Le prestazioni della struttura e le condizioni per la sua sicurezza sono state individuate comunemente dal progettista e dal committente. A tal fine è stata posta attenzione al tipo di struttura, al suo uso e alle possibili conseguenze di azioni anche variabili; particolare rilievo è stato dato alla sicurezza delle persone.

Risulta così definito l'insieme degli stati limite riscontrabili nella vita della struttura ed è stato accertato, in fase di dimensionamento, che essi non siano superati.

Altrettanta cura è stata posta per garantire la durabilità della struttura, con la consapevolezza che tutte le prestazioni attese potranno essere adeguatamente realizzate solo mediante opportune procedure da seguire non solo in fase di progettazione, ma anche di costruzione, manutenzione e gestione dell'opera. Per quanto riguarda la durabilità si sono presi tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture, in considerazione dell'ambiente in cui l'opera dovrà vivere e dei cicli di carico a cui sarà sottoposta. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

In fase di costruzione saranno attuate severe procedure di controllo sulla qualità, in particolare per quanto riguarda materiali, componenti, lavorazione, metodi costruttivi.

Saranno seguiti tutti gli inderogabili suggerimenti previsti nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni".

#### **1.1.3) Localizzazione della struttura**

Località : Paesana (CN), Via Roma

Coordinate Gps :

Latitudine : 44.683113 N

Longitudine: 7.276936 E

Zona sismica del sito : 3

Categoria del sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Amplificazione stratigrafica Ss: 1,50

Amplificazione topografica ST: 1,00

### 1.1.3.1) Inquadramento area sismica

L'area in esame ricade in zona 3 della classificazione sismica ai sensi dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20 marzo 2003 - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica.

## 2) RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

La relazione deve affrontare la valutazione della sicurezza della struttura nella situazione attuale, desunta dalle indagini conoscitive sopra descritte, trattando sistematicamente gli aspetti di seguito riportati.

### 2.1) **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Devono essere specificate le normative tecniche di riferimento, i documenti e le indicazioni di comprovata validità, ai sensi del capitolo 12 delle NTC 2008 e del relativo capitolo della Circolare, a cui è stato fatto riferimento nella valutazione della sicurezza dell'edificio nello stato di fatto.

### 2.2) **CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI**

#### 2.2.1) **Muratura portante**

##### 2.2.1.1) **Stima dei livelli di confidenza e conoscenza**

Durante le visite al complesso scolastico sono stati effettuati dei sondaggi in diversi punti della struttura, per caratterizzare i materiali esistenti. Le indagini hanno confermato quanto dichiarato dall'Ing. Marengo e dall'ing. Novarese: la muratura portante è in pietrame squadrato e ben organizzato.

Le indagini eseguite sulla muratura, nei sondaggi, si classificano come "limitate verifiche di rilievo in sito".

Per quanto riguarda lo stato fessurativo e deformativo non vi sono rilevanti problematiche legate alle future evoluzioni strutturali dell'edificio se si esclude il problema trattato in modo esaustivo nella relazione degli Ing. Marengo e dall'ing Novarese, non significativo in prospettiva sismica.

Dalle considerazioni fatte in precedenza risulta un livello di conoscenza LC1, in quanto è stato eseguito un rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi e sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è  $FC=1,35$

##### 2.2.1.2) **Caratterizzazione meccanica dei materiali**

La caratterizzazione della muratura viene condotta secondo quanto esposto nel [Circolare C8.5.3], con espresso riferimento alla tabella della Circolare C8A.2. Sulla base delle limitate indagini in sito la muratura è classificata come "muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)", una tipologia molto comune nella zona di

interesse. La classificazione è basata su verifiche in situ limitate, con rilievo di tipo visivo attraverso la rimozione di parte dell'intonaco e saggi di muratura che consentono di esaminare le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario. Sulla base dei livelli di conoscenza, per LC1, i valori medi dei parametri meccanici sono definiti come:

- Resistenze: il minimo dell'intervallo riportato in tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione;
- Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati in suddetta tabella;

Dalle considerazioni fatte, i parametri della muratura sono stati valutati in funzione delle analisi e dei sondaggi effettuati.

$f_m = 190 \text{ N/cm}^2$  --> Resistenza media a compressione della muratura

$\tau_0 = 3.5 \text{ N/cm}^2$  --> Resistenza media a taglio della muratura

$E = 1080 \text{ N/mm}^2$  --> Valore medio del modulo di elasticità normale

$G = 360 \text{ N/mm}^2$  --> Valore medio del modulo di elasticità tangenziale

$w = 19 \text{ kN/m}^3$  --> Peso specifico medio della muratura

## 2.3) ANALISI DEI CARICHI

Sono stati considerati i carichi permanenti costituiti dal peso proprio degli elementi strutturali e dal peso proprio degli elementi non strutturali su di essi agenti e le azioni variabili costituite dal carico di servizio e dal carico della neve per le coperture. L'azione sismica è stata valutata secondo l'analisi statica non lineare o pushover.

Si sono considerate nel calcolo delle curve pushover due distribuzioni di forze d'inerzia, una ricadente nelle distribuzioni principale (Gruppo 1) e una nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2), così come indicato al paragrafo 7.3.4.1 del D.M. 14/01/2008.

### 2.3.1) Azioni permanenti

#### Peso proprio elementi strutturali

Per gli elementi in muratura si considera un peso per unità di volume pari a  $19.00 \text{ kN/m}^3$ . Per gli elementi in c.a. si considera un peso per unità di volume di  $25.00 \text{ kN/m}^3$ . Il carico di peso proprio agente sul singolo elemento strutturale è valutato sulla effettiva geometria dell'elemento stesso.

#### Peso proprio solai

Per il solaio a piano terra si è considerato il peso delle volte pari a  $5.00 \text{ kN/m}^2$ , mentre per i solai a piano primo e secondo in latero cemento si considera un carico pari  $3.00 \text{ kN/m}^2$ .

#### Peso proprio copertura

Per la copertura si assume un carico per unità di superficie pari a  $1.50 \text{ kN/m}^2$ .

### Peso proprio tamponamenti

Per tali elementi non strutturali si considera un carico di 3.00 kN/m.

## 2.3.1) Azioni variabili

### Carico di servizio solai

Per il carico di servizio dei solai si considera un carico pari a 3.00 kN/m<sup>2</sup> per tutti i solai adibiti ad aule scolastiche (Cat. C1- Ambienti suscettibili di affollamento- Scuole), 6.00 kN/m<sup>2</sup> per quanto riguarda il solaio ospitante la biblioteca (Cat. E1- Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale), 0.50 kN/m<sup>2</sup> per il solaio di sottotetto (Cat. H1- Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione) e di 4.00 kN/m<sup>2</sup> per le scale (Cat. C1- Ambienti suscettibili di affollamento- Scale).

### Carico neve

Si adotta per il carico neve un valore di 1.90 kN/ m<sup>2</sup>.

Località: PAESANA  
Provincia: CUNEO  
Regione: PIEMONTE

### NEVE:

Zona Neve = I Alpina

Ce (coeff. di esposizione al vento) = 1.00

Valore caratteristico del carico al suolo (qsk Ce) = 2.38 kN/mq

### Copertura a due falde:

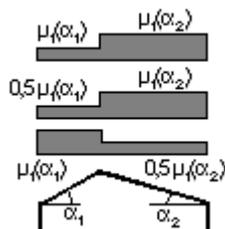
Angolo di inclinazione della falda 1 = 21.0°

$\mu_1(\alpha_1) = 0.80 \Rightarrow Q_1 = 1.90 \text{ kN/mq}$

Angolo di inclinazione della falda 2 = 21.0°

$\mu_1(\alpha_2) = 0.80 \Rightarrow Q_2 = 1.90 \text{ kN/mq}$

Schema di carico:



## 2.4) PRESENTAZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE E SUE PROPRIETÀ

### 2.4.1.1) Il metodo a telaio equivalente: applicazione del metodo degli elementi finiti

I metodo agli elementi finiti costituiscono il nucleo operativo di tutti i metodi moderni di analisi strutturale.

Più in generale, un edificio in muratura può essere rappresentato da un insieme di elementi monodimensionali verticali e orizzontali, fra loro collegati nei nodi. Viene così a costituirsi un reticolo di elementi finiti, in modo del tutto analogo alla schematizzazione dei telai in acciaio o in cemento armato.

Vi sono numerosi vantaggi nell'adozione del metodo con elementi monodimensionali: è pur vero che la muratura è formata da strutture a sviluppo superficiale, ma la modellazione bidimensionale è molto impegnativa dal punto di vista computazionale. Inoltre, richiede algoritmi ad elementi finiti in grado di tener conto della non linearità del materiale e della non resistenza a trazione, caratteristiche di analisi molto più agevolmente implementate nel modello semplificato a telaio. In aggiunta, si consideri che tutte le verifiche di resistenza vengono svolte integrando le tensioni sulla sezione trasversale della parete (per ottenere sforzo normale, taglio, momento flettente) e quindi di fatto ci si riconduce a caratteristiche di sollecitazione che nel modello a telaio sono invece direttamente fornite dall'analisi. Il problema della schematizzazione della muratura è legato alla conoscenza corretta dei parametri meccanici in gioco, oltre che delle situazioni di geometria, vincoli e carichi; e soprattutto per gli edifici esistenti può essere fuorviante associare modelli troppo accurati a parametri incerti. Oltretutto, la geometria irregolare degli edifici esistenti viene descritta con grande difficoltà da elementi bidimensionali che in genere hanno spessore costante e devono raccordarsi nei nodi d'angolo.

Per tutta queste serie di motivi, il modello a telaio equivalente è visto favorevolmente anche dalle più recenti indicazioni normative, e può costituire una base importante per la definizione di un modello comprensibile a pieno di ogni suo aspetto, inclusi i vari passi eseguiti durante l'analisi non lineare.

#### **2.4.1.2) Richiamo sul metodo degli elementi finiti**

Il metodo degli elementi finiti (FEM) è una generalizzazione del metodo matriciale degli spostamenti utilizzato nell'analisi strutturale. Il concetto basilare del FEM è che la struttura viene considerata come un assemblaggio di pezzi discreti, chiamati elementi, interconnessi in un numero finito di punti o nodi, nei modelli monodimensionali, gli elementi sono le aste ed in nodi sono le connessioni fra le aste.

Imponendo l'equilibrio ad ogni nodo, le matrici di rigidezza dei singoli elementi sono assemblate in un unico sistema di equazioni lineari che, risolto rispetto agli spostamenti nodali incogniti, fornisce le deformazioni e le sollecitazioni relative ad ogni singolo elemento. Le deformazioni della struttura sono rappresentate dai movimenti dei nodi. Questi movimenti sono noti come gradi di libertà.

Il metodo degli elementi finiti può essere così riassunto:

- Schematizzazione della struttura mediante nodi ed elementi;
- Creazione della matrice di rigidezza di ogni singolo elemento utilizzato;
- Assemblaggio e risoluzione del sistema lineare di equazioni di equilibrio globale ottenuto:  $K u = F$  dove  $K$  è la matrice delle rigidezze globale,  $u$  è il vettore degli spostamenti incogniti, ed  $F$  è il vettore delle azioni nodali esterne.

Trattandosi del metodo degli spostamenti, il numero delle incognite è tanto minore quanto più le strutture sono vincolate, ossia tanto maggiore quanto più elevato è il numero di movimenti indipendenti. Gli edifici con piani rigidi sottoposti ad azioni orizzontali (come le azioni sismiche), e quindi con spostamenti orizzontali, consentono la riduzione del numero dei gradi di libertà, in quanto per ogni impalcato gli spostamenti

orizzontali Indipendenti sono quelli del nodo cosiddetto 'master' (coincidente generalmente con il centro di massa, che in sismica è il punto di applicazione della forza d'inerzia) cui sono legati, con relazioni rigide, gli spostamenti orizzontali dei nodi slave, cioè di tutti gli altri nodi di impalcato.

Se quindi ad un piano dell'edificio vi sono ad esempio 50 nodi effettivi + 1 nodo master di riferimento, gli spostamenti orizzontali incogniti sono solo 3 (lungo gli assi X, Y e la rotazione intorno all'asse Z verticale) anziché  $50 \times 3 = 150$ .

Qualora i piani non siano rigidi, in analisi sismica le masse devono essere considerate vibranti nella loro posizione reale, con aumento del numero dei gradi di libertà. Tuttavia, tali situazioni possono essere affrontate anche scomponendo la struttura in telai piani e analizzando singole parti, dal momento che comunque gli elementi non possono collaborare tra loro in base alle rigidità. La formulazione  $ku=F$  è tipica dei sistemi lineari. Le analisi lineari costituiscono la prima classe di metodi utilizzati in ingegneria sismica. Si articolano in due tipi: analisi statica equivalente, ed analisi dinamica modale. L'analisi statica equivalente prevede l'utilizzo di forze che approssimano il primo modo di vibrare (che viene stimato solo indicativamente, per la definizione dell'accelerazione strutturale attraverso gli spettri di risposta), secondo una distribuzione 'triangolare' che associa alla sommità le forze d'inerzia maggiori. Le forze orizzontali vengono applicate all'edificio, ed il problema matematico viene risolto, fino alle sollecitazioni e alle conseguenti verifiche.

In analisi dinamica modale, prima della definizione delle forze orizzontali rappresentative dell'azione sismica, viene eseguita un'analisi dei modi di vibrare della struttura.

Le oscillazioni libere di un sistema elastico lineare si possono considerare come la sovrapposizione di oscillazioni semplici, ciascuna delle quali corrisponde ad una ben determinata forma o deformata (modo), cioè tale che il rapporto fra gli spostamenti di due parti qualsiasi resta costante nel tempo. A ciascuna oscillazione corrisponde un periodo. Lo studio della dinamica della struttura elastica attraverso i suoi modi principali, prende il nome di analisi modale. I modi di vibrare dipendono dalle caratteristiche di rigidità e inerziali (masse) del sistema, e vengono calcolati risolvendo appositi problemi agli autovalori. Il primo modo di vibrare, quello caratterizzato dal periodo più elevato (il maggiore dei periodi delle oscillazioni libere della struttura), è generalmente il più importante perché ad esso corrispondono forze d'inerzia maggiori. Le forze da applicare staticamente alla struttura per risolvere poi il sistema di equilibrio, vengono calcolate considerando tutti i modi significativi della struttura stessa, cioè il primo modo e tutti quelli successivi necessari per movimentare una percentuale elevata (85%) delle masse. Ovviamente, nelle analisi spaziali esistono modi di vibrare secondo X, secondo Y e torsionali qualora il centro delle rigidità non coincida con il centro di massa. Comunque, definite le forze statiche, da questo punto in poi l'analisi dinamica modale è del tutto analoga alla sismica statica equivalente. Il calcolo delle forze sismiche da applicare alla struttura dipende dagli spettri di progetto, cioè da relazioni che forniscono l'accelerazione strutturale in funzione di alcuni fattori, di cui i principali sono: periodo della struttura (noto dall'analisi modale o da stime approssimate), accelerazione al suolo (nota dalla classificazione sismica della zona di ubicazione dell'edificio), caratteristiche del terreno. Trattandosi di forze d'inerzia, nota l'accelerazione strutturale possono essere definite tali forze, per la successiva risoluzione statica della struttura. Una caratteristica delle analisi lineari è l'ipotesi di elasticità della struttura: i due aspetti sono direttamente collegati. Se non è possibile ipotizzare una proporzionalità indefinita fra forze e spostamenti, necessariamente occorre passare

ad analisi non lineari, che tengano cioè conto del reale comportamento della struttura. Sotto l'azione di forze crescenti, zone della struttura possono plasticizzarsi o collassare o comunque divenire non reagenti, in modo tale che la risposta a livello di spostamento deve essere valutata sulla base di rigidità 'aggiornate' che tengano conto dell'evoluzione della struttura nel corso dell'analisi. In altre parole, in un elemento collassato cambiano i vincoli Interni e quindi la sua rigidità, che deve essere via via modificata perché la risposta della struttura sia correttamente valutata.

Il sistema solutore diviene:  $K(u)u = F$ , dove la rigidità dipende dallo spostamento.

La non linearità non permette più la soluzione in un sol passo del sistema: date le forze esterne, calcolare gli spostamenti. A tale livello di forze bisogna arrivare attraverso un incremento progressivo, in modo da aggiornare passo dopo passo le rigidità e quindi ottenere la reale risposta del sistema.

Anzi, la costruzione di un diagramma forza-spostamento per una struttura sottoposta ad analisi non lineare prescinde dal livello di forza sismica richiesta: è in realtà una caratteristica intrinseca della struttura, legata alle sue capacità resistenti. Costruita la curva, detta appunto: curva di capacità, si potrà operare un confronto con l'azione sismica di progetto.

#### **2.4.1.3) La muratura richiede un'analisi sismica non lineare**

La legge di comportamento meccanico degli elementi murari non è lineare (modello elasto-plastico). La crisi per taglio o per flessione può invalidare la resistenza di un elemento, delegando ad altri elementi ancora resistenti la capacità di sostenere l'azione sismica. La non reaganza a trazione della muratura può annullare di colpo rigidità e resistenze di elementi che siano soggetti, nel corso dell'evento sismico, a deformazioni di trazione.

Ne consegue che le analisi lineari necessariamente non colgono la capacità resistente della struttura. Non si può risolvere linearmente la struttura ricordandosi della non resistenza a trazione del materiale solo nelle verifiche finali. Oltretutto, I risultati ottenuti possono essere veramente scarsi: è sufficiente che un piccolo elemento, magari un maschio di secondaria importanza, sia non verificato, per abbassare di fatto il livello di azione sismica sostenibile dall'edificio, la cui resistenza deve essere, nel contesto lineare, identificata con quella della sua parte più debole. Per tali motivi, la muratura viene studiata appropriatamente solo con l'analisi non lineare (infatti già il metodo Por operava in tale campo).

## 2.4.2) Il modello a telaio equivalente

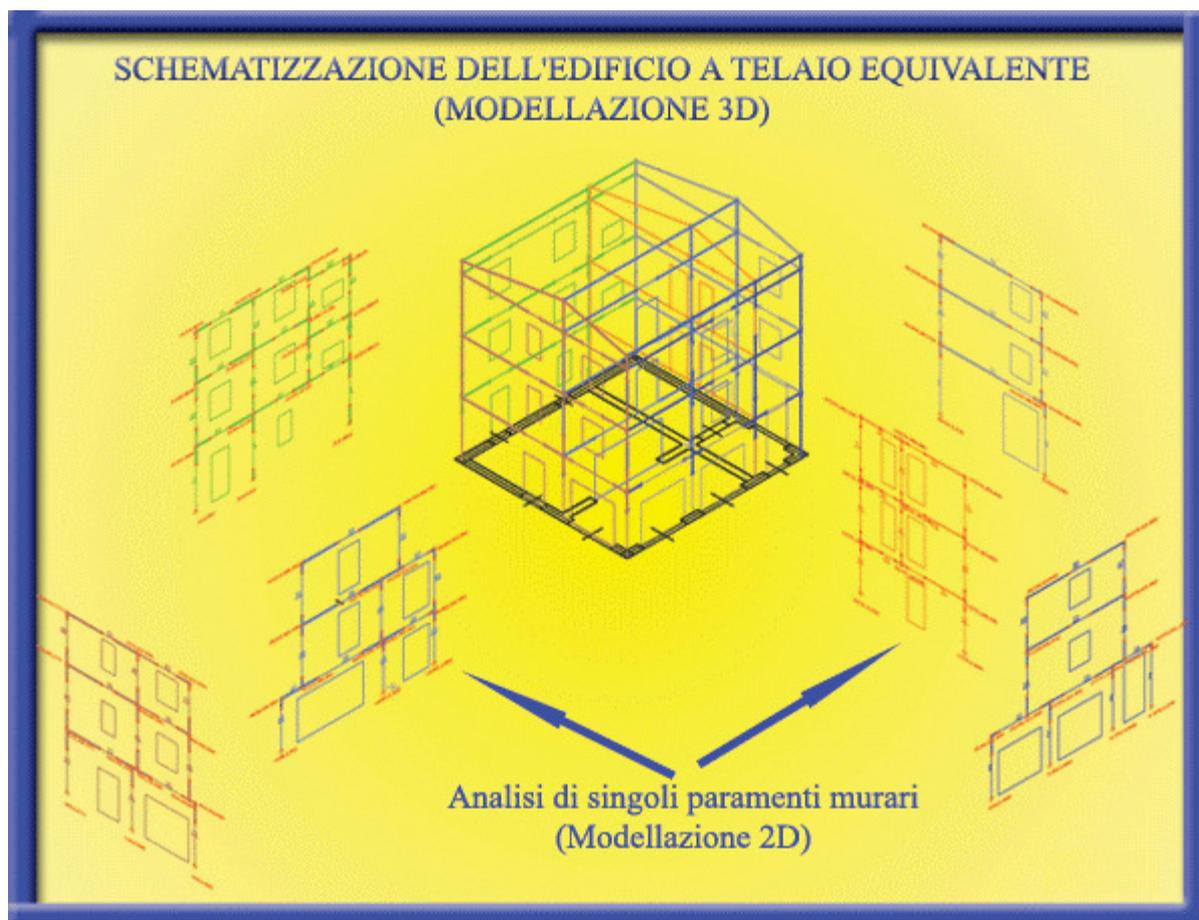


Figura 22 - L'edificio in muratura è schematizzato con un modello tridimensionale agli elementi finiti; ogni telaio rappresenta un paramento murario verticale. Le aste verticali sono i maschi murari, quelle orizzontali le fasce di piano (o strisce).

L'edificio in muratura è schematizzato con un modello tridimensionale agli elementi finiti; In figura viene evidenziato come il modello sia riconducibile a un assemblaggio di telai piani, dove ogni telaio rappresenta un paramento murario verticale. Le aste verticali sono i maschi murari, quelle orizzontali le fasce di piano (o 'strisce').

Questo modello strutturale rappresenta in modo adeguato la distribuzione di massa e rigidità effettiva, attraverso elementi resistenti piani a telaio o a parete connessi da diaframmi orizzontali. Gli edifici regolari possono essere analizzati considerando due modelli piani separati, uno per ciascuna direzione principale; analisi 2D vengono anche eseguite nei casi di edifici con impalcati deformabili. Nel modello tridimensionale, se i diaframmi orizzontali sono sufficientemente rigidi, i gradi di libertà possono ridursi a tre per impalcato, concentrando masse e inerzie rotazionali nel baricentro di piano.

Considerando che gli elementi nodo siano infinitamente rigidi e resistenti, è possibile modellarli numericamente introducendo tratti rigidi (offsets) alle estremità degli elementi maschio e fascia.

Nel modello tridimensionale, i tratti rigidi devono poter essere definiti diversamente nei due piani di inflessione complanare e ortogonale alla parete; Infatti, in generale, mentre per azioni complanari si considera l'irrigidimento di nodo corrispondente alle zone di intersezione maschio/fascia, invece per azioni ortogonali si adotta frequentemente un'altezza efficace (parte deformabile) pari all'altezza libera di interpiano.

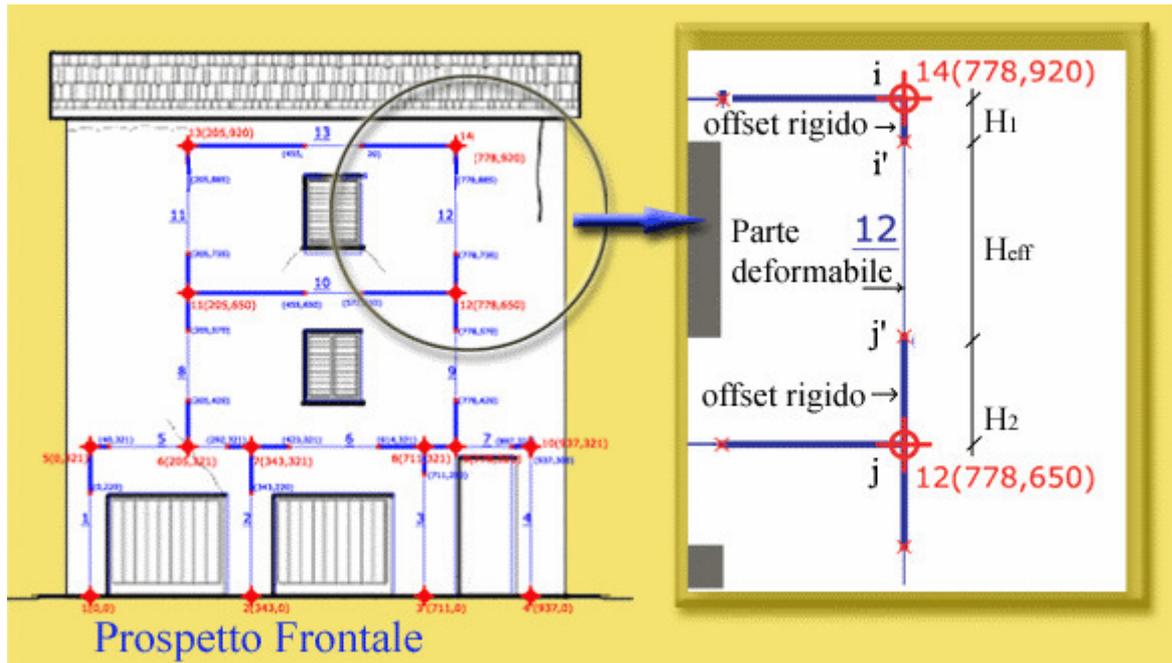


Figura 23 - Schematizzazione a telaio

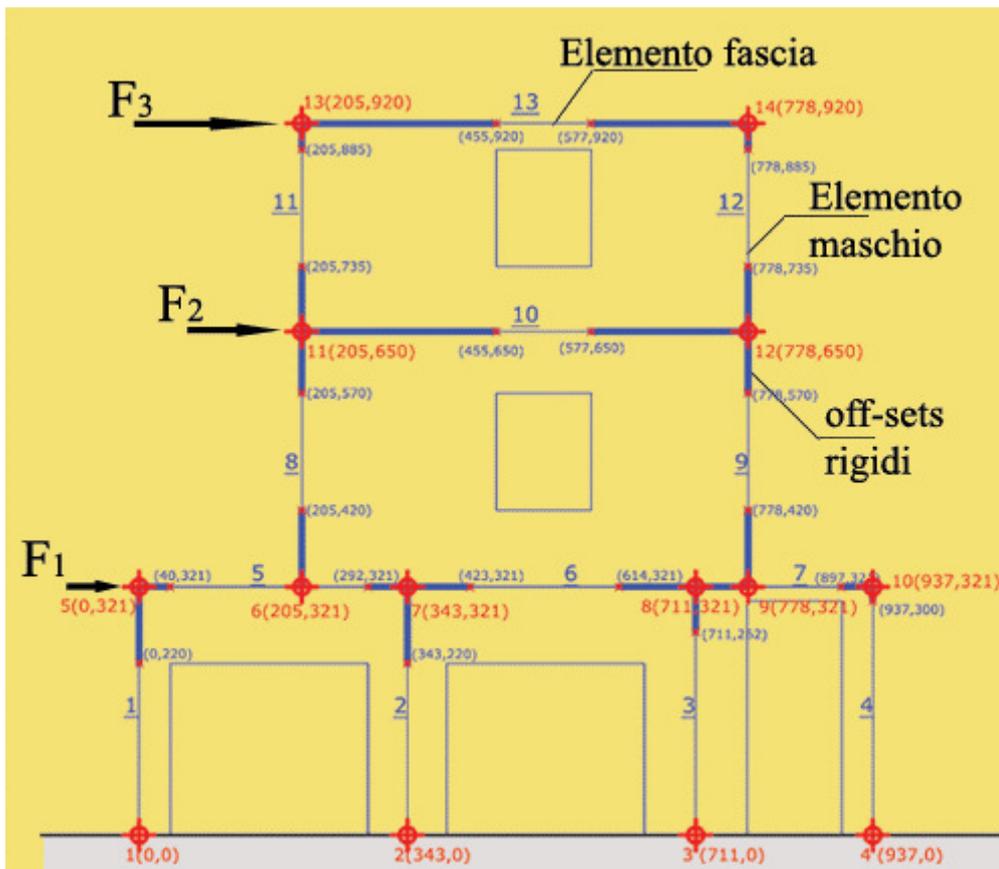


Figura 24 - Definizione dei tratti rigidi.

La fig. 51 evidenzia in maggior dettaglio lo schema strutturale; possono rilevarsi la numerazione dei nodi e delle aste, nonché la definizione dei tratti rigidi. Il modello potrà considerare che le pareti siano incastrate alla base; In generale, potrà essere considerato anche l'inserimento di travi alla Winkler; in particolare, anche tali travi di fondazione potranno essere caratterizzate da tratti rigidi, in corrispondenza delle zone di imposta delle pareti, mentre la luce deformabile potrà coincidere con l'apertura sovrastante (coincidenti ad esempio con le porte di accesso al piano terreno).

#### **2.4.2.1) Analisi statiche non lineari evolute (analisi pushover)**

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). I vari tipi di distribuzione di forze che possono essere considerati per l'analisi pushover sono descritti nel seguito. La procedura può essere svolta attraverso una serie di analisi elastiche sequenziali sovrapposte dove il modello matematico della struttura (più precisamente la matrice di rigidezza), viene continuamente aggiornato, per tener conto della riduzione di rigidezza degli elementi che entrano in campo plastico. La capacità di una struttura è pertanto rappresentata mediante una curva (curva di capacità) che ha come grandezze di riferimento il taglio alla base e lo spostamento di un punto di controllo dell'edificio (generalmente scelto come punto in copertura, per esempio coincidente con il baricentro dell'impalcato di copertura). La curva di capacità è quindi una caratteristica 'intrinseca' della struttura, che non dipende dall'input sismico. Essa dovrà in qualche modo essere utilizzata per verificare l'idoneità antisismica della struttura. Infatti, la curva di capacità può essere vista come un mezzo per ridurre una risposta complessa di un sistema a molti gradi di libertà, ad un legame tipico di un oscillatore non lineare ad un grado di libertà. In tal modo, viene reso possibile un diretto confronto con la domanda sismica rappresentata in termini di spettro di risposta. La domanda sismica, o domanda di spostamento (target displacement), rappresenta lo spostamento che, secondo l'input sismico, la struttura è chiamata a sostenere. Più avanti verrà descritto il metodo secondo il quale è possibile effettuare il confronto fra capacità (=della struttura) e domanda (=spostamento richiesto alla struttura) per eseguire la verifica antisismica dell'edificio.

### 2.4.2.2) Costruzione della curva di capacità

In sintesi, la costruzione della curva di capacità è basata 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 dei modelli. L'analisi si arresta quando vengono raggiunte particolari condizioni limite.

E' possibile adottare l'impostazione della metodologia a telaio equivalente, già utilizzata per le analisi lineari.

Agli elementi murari viene attribuito comportamento bilineare elastico-perfettamente plastico, quindi con rigidità tangente costante nella fase elastica, e nulla nella fase plastica. Viene quindi eseguita una serie di analisi elastiche sovrapposte, secondo il seguente algoritmo. L'algoritmo vale sia per casi spaziali che piani; ovviamente, nel caso piano vi è un'unica direzione orizzontale di riferimento (p.es. la X se si fa riferimento al piano XZ).

### 2.4.2.3) Algoritmo di analisi pushover

1. Si fissa una direzione di analisi (X o Y), ed una specifica distribuzione di forze, che determina i rapporti fra le forze via via incrementate ai vari piani. L'aumento progressivo del taglio globale si traduce quindi in corrispondenti aumenti delle forze di piano. Si fissa anche l'incremento di taglio (p.es.:  $V = 5000 \text{ kgf}$ ).

La distribuzione di forze può essere calibrata con la forma modale. Per edifici con molti piani o con forti irregolarità bisogna considerare anche gli effetti dei modi superiori al modo fondamentale (attraverso l'utilizzo di specifiche distribuzioni di forze); negli altri casi è possibile limitare la forma modale al modo fondamentale (il primo modo di vibrare nella direzione di analisi prefissata).

2. Risoluzione della struttura sottoposta ai carichi di gravità (combinazione secondo i coefficienti sismici dei carichi verticali, permanenti e variabili).

3. Applicazione dell'incremento di taglio globale, distribuito fra i vari piani in forze legate tra loro da rapporti corrispondenti alla distribuzione prescelta, e risoluzione della struttura.

4. Calcolo delle sollecitazioni complessive negli elementi strutturali, dovute alla combinazione del sistema di forze orizzontali con i carichi di gravità. Ad ogni passo del procedimento, le sollecitazioni e gli spostamenti incrementali (corrispondenti all'incremento di taglio globale alla base) vengono sommati ai corrispondenti valori del passo precedente (=11° passo (0) si identifica con la struttura sottoposta ai soli carichi di gravità), ottenendo così sollecitazioni e deformazioni complessive utilizzate ai punti 5. e 6.

5. Calcolo del taglio alla base  $V_b$  e dello spostamento  $d_c$  (=spostamento del punto di controllo, p.es. baricentro in copertura); la coppia ( $d_c, V_b$ ) è un punto della curva di capacità.

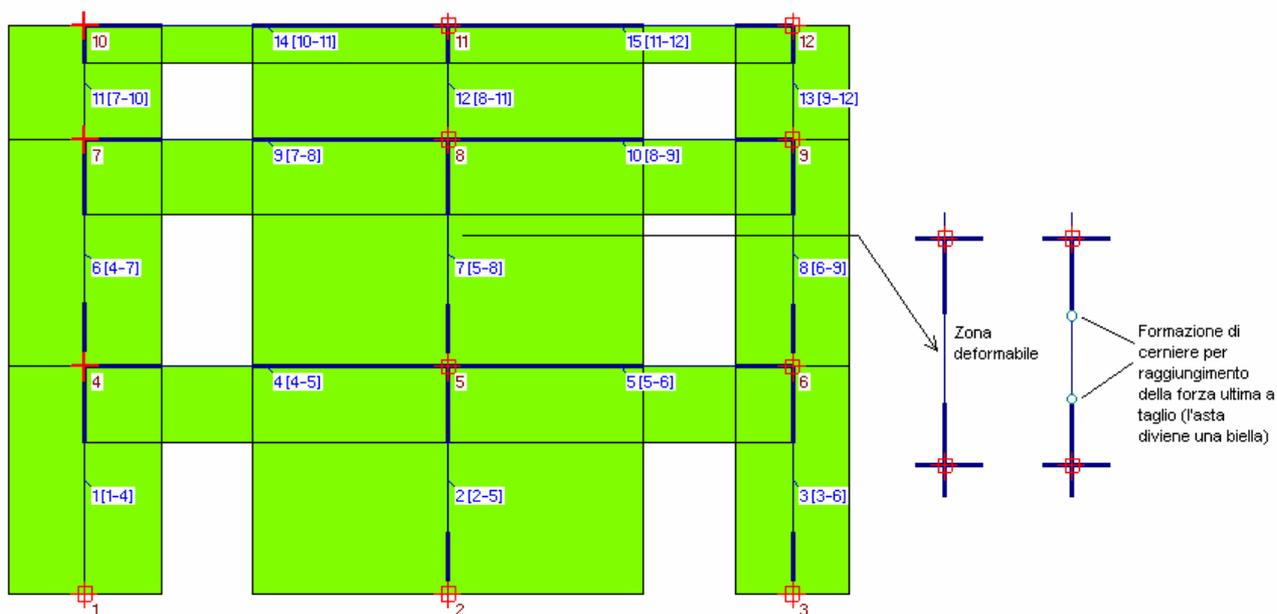
6. Verifica di sicurezza degli elementi resistenti (maschi murari). Gli elementi murari vengono sottoposti alle seguenti verifiche: complanari: pressoflessione, taglio per scorrimento, taglio per fessurazione diagonale; ortogonali: pressoflessione ortogonale (per la pressoflessione ortogonale si segue una legge costitutiva elasto-fragile, senza tratto plastico); deformazione per trazione. Se le verifiche sono tutte soddisfatte, la configurazione vincolare interna dell'elemento resta invariata.

Quando una verifica complanare, a taglio o a pressoflessione, non è più soddisfatta, viene registrata la fine del campo elastico ed il passaggio alla fase plastica. È necessario inserire nel modello cerniere plastiche che descrivono deformazioni in progressivo incremento sotto corrispondenti azioni interne costanti.

Se il taglio (scorrimento o fessurazione diagonale) raggiunge il valore ultimo, nei passi incrementali successivi non devono più esserci contributi di resistenza: il taglio deve restare costante. La rigidezza a taglio secante si abatterà progressivamente, mentre la rigidezza a taglio tangente si annulla: per interpretare questo fatto, il maschio murario viene trasformato in biella (asta reagente a solo sforzo normale). In tal modo, i passi successivi non contribuiranno più all'incremento del taglio agente nell'asta. La verifica a tensioni normali (pressoflessione complanare) sarà comunque eseguita anche ai passi successivi, controllando se le variazioni di sforzo normale conducano al superamento del limite di resistenza a compressione o producano l'entrata in trazione dell'asta.

Se la verifica a pressoflessione complanare non è soddisfatta alla base o in sommità, in tale sezione si predispongono per i passi successivi l'annullamento del momento flettente, inserendo un vincolamento interno a cerniera. Se la verifica non è soddisfatta a entrambi gli estremi, vengono poste due cerniere, e l'asta si trasforma in biella. Anche in questo caso, mentre la rigidezza 'tangente' alla rotazione si annulla, la rigidezza 'secante' è identificabile in una progressiva riduzione della rigidezza alla rotazione elastica iniziale. Dopo l'inserimento della cerniera, il contributo incrementale al momento flettente si annulla, e il momento flettente complessivo in questa sezione resta costante. Se quindi l'esecuzione delle verifiche complanari segnano il passaggio per uno o più elementi dal campo elastico al campo plastico, è necessaria la revisione del modello. Essa consiste nel riaggiornamento della matrice di rigidezza in base ai nuovi vincolamenti interni. Si ricorda che gli svincolamenti interni sono applicati agli estremi della luce deformabile, e quindi in caso di zone rigide agli estremi dell'asta, nel nodo interno di passaggio da luce deformabile a tratto rigido. Se la distribuzione di forze è calibrata sulla forma modale, ed è adattiva (cioè segue l'evoluzione delle caratteristiche dinamiche del sistema), tale forma deve essere aggiornata in corrispondenza di ogni revisione del modello. In altre parole, le variazioni sugli schemi statici delle aste determinano variazioni nei modi di vibrare e conseguentemente nei rapporti fra le forze ai vari piani, ossia nella distribuzione ai piani dell'incremento di taglio globale.

Durante la costruzione di una curva di capacità, il raggiungimento del taglio ultimo (scorrimento o fessurazione diagonale) in un maschio murario determina la sua trasformazione in biella, se invece è la verifica a pressoflessione complanare a non essere più soddisfatta, viene inserita una cerniera nella sezione di verifica. La matrice delle rigidezze dell'asta cambia, e di conseguenza deve essere aggiornato il modello (matrice di rigidezza complessiva della struttura) prima di applicare l'incremento di taglio globale successivo, in caso di distribuzione di forze modale adattiva, deve essere anche rieseguita l'analisi nodale, per determinare l'aggiornamento dei coefficienti di ripartizione fra i vari piani da applicare all'incremento di taglio globale del passo successivo.



Durante la costruzione di una curva di capacità, il raggiungimento del taglio ultimo (scorrimento o fessurazione diagonale) in un maschio murario determina la sua trasformazione in biella.  
Se invece è la verifica a pressoflessione complanare a non essere più soddisfatta, viene inserita una cerniera nella sezione di verifica.  
La matrice delle rigidità dell'asta cambia, e di conseguenza deve essere aggiornato il modello (matrice di rigidità complessiva della struttura) prima di applicare l'incremento di taglio globale successivo.  
In caso di distribuzione di forze modale adattiva, deve essere anche rieseguita l'analisi modale, per determinare l'aggiornamento dei coefficienti di ripartizione fra i vari piani da applicare all'incremento di taglio globale del passo successivo.

Figura 251 - Trasformazione dei vincoli interni delle aste con verifiche non più soddisfatte, durante la costruzione della curva della curva di capacità corrente

7. Ripetizione dei passi 3. 4. 5. 6. fino al raggiungimento, per almeno un maschio murario, di uno stato limite di collasso del tipo:

- deformazione complanare eccessiva (spostamento orizzontale oltre il limite consentito: il limite può essere definito secondo un approccio di duttilità, o, seguendo le indicazioni del D.M.14.i 2008, secondo una frazione dell'altezza deformabile della parete: in tal caso, il limite di riferimento è diverso a seconda che la prima plasticizzazione della parete sia avvenuta per taglio [0.4% H] o per pressoflessione [0.6% H in muratura esistente, 0.8% H in muratura nuova]);
- non reaganza a causa di deformazione di trazione;
- raggiungimento della resistenza ultima per pressoflessione ortogonale.

1. L'analisi degli edifici In muratura: si costruiscono in questo modo curve del tipo di quella riportata sotto.

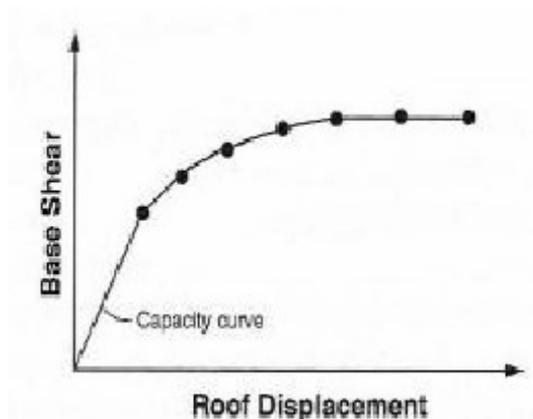


Figura 262 - Costruzione della curva di capacità

B. Il raggiungimento dello stato limite da parte di uno o più maschi murari segna una perdita di resistenza nella struttura.

Durante i punti precedenti del processo incrementale, l'entrata in fase plastica è stata descritta da una trasformazione vincolare (inserimento di cerniere), sotto azione interna costante: è stato quindi possibile proseguire con il processo incrementale, annullando ulteriori contributi per quelle sollecitazioni corrispondenti alle verifiche non più soddisfatte. Quando però un'asta raggiunge lo stato limite, vi è un'immediata caduta di resistenza: in tal caso, non è possibile proseguire col procedimento incrementale, poiché la redistribuzione delle azioni interne non è prevedibile, a causa della generalità del modello. Per definire la perdita globale di resistenza della struttura, è necessario ripetere l'intero processo (dal passo 2. al passo 7.) utilizzando un modello che, fin dalla risoluzione dello schema sottoposto ai carichi di gravità, sia caratterizzato da uno schema statico variato a causa degli elementi già plasticizzati e di quelli già collassati. Vengono così costruite nuove curve di capacità (sotto-curve)

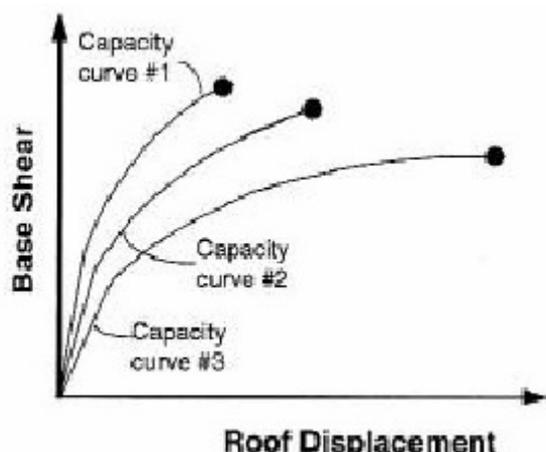


Figura 27 - Aggiornamento del modello

La variazione dello schema statico viene eseguita secondo i seguenti punti:

- si attribuisce rigidità alla traslazione ridotta agli elementi plasticizzati per taglio, ma non ancora collassati (la rigidità ridotta è la rigidità secante calcolata al passo corrispondente al collasso che ha segnato la fine del processo precedente; si osservi che lo spostamento orizzontale utilizzato in ascisse nella bilatera della singola parete, per esempio ai fini della definizione della rigidità secante, è lo spostamento differenziale fra gli estremi iniziale e finale del tratto deformabile);
- si attribuisce rigidità alla rotazione ridotta a quelle sezioni che, al momento dei termini del processo precedente, erano sede di cerniera dovuta a verifica a pressoflessione complanare non soddisfatta. Questa riduzione viene descritta da un vincolo interno a molla di torsione, con costante  $K$  determinata dal rapporto fra momento ultimo (=costante) e rotazione plastica (=rotazione della sezione depurata dalla componente elastica registrata prima del raggiungimento dei limiti di resistenza a flessione), registrati al momento del termine del processo precedente;
- si degradano a bielle gli elementi collassati a taglio o a pressoflessione (le bielle sono definite nel piano della parete in caso di azioni complanari, nel piano ortogonale se il collasso è stato determinato dalla pressoflessione ortogonale);
- con riferimento al comportamento elasto-plastico per azioni complanari (taglio e pressoflessione), dunque, le cerniere plastiche si rappresentano con la trasformazione dei vincoli interni a cerniera, durante la costruzione della singola sotto-curva; con degradazione della rigidità, quando si inizia la costruzione della sotto-curva successiva;
- si introduce una degradazione vincolare con sconnessione interna per traslazioni verticali, in quegli elementi che hanno manifestato deformazioni di trazione: tali aste devono infatti risultare completamente scariche. Tutti gli svincolamenti interni si riferiscono agli estremi della luce deformabile (e quindi, in presenza di tratti rigidi iniziali e/o finali, non coincidono con i nodi estremi di definizione dell'asta. In tutto ciò, si deve inoltre tener presente che la corretta gestione delle zone rigide negli schemi a telaio equivalente richiede la differenziazione delle zone rigide fra piano complanare e piano ortogonale: gli svincolamenti complanari possono quindi non essere applicati nelle stesse sezioni degli svincolamenti ortogonali).

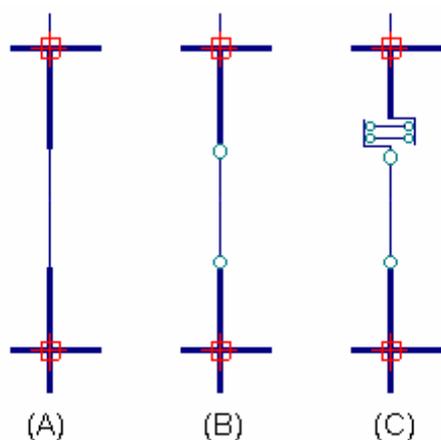


Figura 283 - Trasformazione di asta in biella ed eventuali sconnessioni per sforzo normale, per la costruzione di successive curve di capacità.

In figura, lo schema (A) è il maschio murario originario, in fase elastica. Se il maschio ha raggiunto la forza ultima a taglio, è divenuto una biella: schema (B). Se ha manifestato deformazione di trazione (allungamento), oltre alle cerniere si forma una sconnessione nel nodo di sommità che annulla completamente resistenza e rigidità del maschio murario: schema (C).

Pertanto, raggiunto il collasso di uno o più maschi murari, la curva di capacità corrente viene interrotta, ed il processo di costruzione della curva di capacità successiva riprende dal passo iniziale (con la risoluzione della struttura sottoposta ai carichi di gravità), avendo modificato gli schemi statici dei maschi collassati.

9. La costruzione delle sotto-curves, cioè delle curve di capacità progressivamente determinate dal collasso degli elementi resistenti, ha termine quando la struttura diviene labile o quando viene raggiunta una condizione globale limite inaccettabile (per esempio, uno spostamento eccessivo del punto di controllo).

10. La curva di capacità finale, che tiene conto delle progressive perdite di resistenza della struttura, raccorda superiormente le varie curve con dei tratti verticali, in corrispondenza dei vari stati limite di collasso rilevati nel corso del processo, assumendo la caratteristica forma a scalini (fig. 1.6.9).

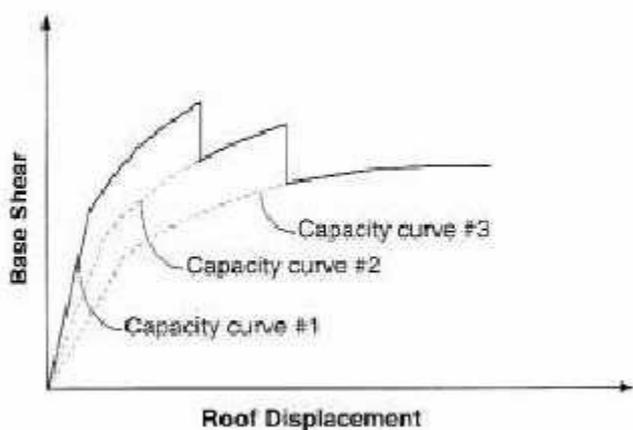


Figura 29 - Curva complessiva con andamento a gradini

I due diagrammi rappresentano la curva di capacità, cioè il diagramma taglio-spostamento del complesso murario.

Grazie al riferimento taglio alla base - spostamento del punto di controllo, l'analisi di un sistema complesso viene ricondotta ad un oscillatore ad un grado di libertà. Sarà quindi possibile eseguire i confronti di verifica utilizzando gli spettri di risposta secondo Normativa.

La curva di capacità è comunque una caratteristica intrinseca della struttura, nel senso che: fissata la geometria, i carichi, i materiali ed i vincoli interni, la costruzione della curva non dipende dalla zona sismica di ubicazione dell'edificio: questa entra in gioco solo al momento della verifica finale.

#### 2.4.2.4) Verifiche eseguite negli elementi murari

Il comportamento complanare del maschio murario viene descritto con un modello elastico perfettamente plastico.

Nel diagramma elasto-plastico a taglio, diversamente dai metodi tipo Por (dove lo sforzo normale veniva considerato costante), lo spostamento al limite elastico non è calcolabile a priori, in quanto lo sforzo normale - e

conseguentemente la resistenza a taglio - può variare durante l'analisi; deve quindi essere 'fotografato' al momento del raggiungimento del taglio ultimo. A partire dallo spostamento al limite elastico, il maschio murano potrà deformarsi a taglio costante fino a raggiungere lo spostamento limite consentito, detto anche spostamento di collasso, che può essere determinato dalla sua duttilità o da una deformazione massima prefissata (per esempio, in relazione ad una percentuale dell'altezza di piano).

La normativa (D.M.14.1,2008) fissa il massimo spostamento nei seguenti termini: in caso di collasso per pressoflessione:  $0.8\%H$  (per muratura esistente:  $0.6\%H$ ) dove  $H$  è l'altezza di deformazione del pannello; In caso di collasso per taglio:  $0.4\%H$ .

Nei confronti del taglio, il valore ultimo è determinato dal minimo fra i valori corrispondenti ai due meccanismi considerati (taglio per scorrimento, e taglio per fessurazione diagonale).

$$V_u = \min(V_t, V_s)$$

dove:

$V_t$  è la forza orizzontale corrispondente al collasso per taglio per trazione (o taglio per fessurazione diagonale).

La formulazione del taglio per trazione è riportata in Normativa per gli edifici esistenti (C8.7.1.5):

$$V_t = l_t \cdot f_{td} \sqrt{1 + \sigma_0 / f_{td}}$$

dove:  $f_{td} = b \cdot \tau_{0d}$  è la resistenza a trazione di progetto.  $b$  è un coefficiente dipendente dalla snellezza del pannello:  $b = 1.5$  per  $h/d \geq 1.5$ ,  $b = 1$  per  $h/d \leq 1.5$ , e  $b = h/d$  per  $1 < b < 1.5$ ; talvolta,  $b$  viene utilizzato sempre pari a  $1.5$ .

$\tau_{0d}$  è la resistenza a taglio di riferimento per la muratura, ottenuta dividendo il valore medio (vd. p.es. Tab.C8A.2,1) per il fattore di confidenza  $F_c$  (in analisi non lineare non si divide per il coefficiente parziale di sicurezza del materiale  $\gamma_M$ ). Per la muratura nuova,  $\tau_0$  si può considerare coincidente con  $f_{vm0} = f_{vk0}/0.7$

$V_s = l' \cdot t \cdot f_{vd}$  è la forza orizzontale corrispondente al collasso per taglio - scorrimento, dove:

$l'$  è la larghezza della parte compressa della parete (zona reagente);

$f_{vd}$  è la resistenza a taglio di progetto, definita, in analisi non lineare, nel seguente modo:

Per muratura nuova:  $f_{vd} = f_{vm} = f_{vm0} + 0.4 \sigma_n$

(i valori medi sono ricavabili dai valori caratteristici dei materiali:  $f_{vm0} = f_{vk0}/0.7$ ).

Per muratura esistente:  $f_{vd} = (\tau_0 + 0.4 \sigma_n) / F_c$

Si osservi che per ottenere la resistenza di progetto, la riduzione  $F_c$  va applicata al valore medio della resistenza del materiale. Nel caso del taglio per scorrimento, il valore medio della resistenza è espresso dalla formula complessiva, essendo sia il primo termine  $\tau_0$  sia il Fattore  $0.4$  (=coefficiente d'attrito) del secondo termine entrambi parametri caratteristici del materiale.

Per quanto riguarda la pressoflessione, la relazione momento-rotazione è ancora di tipo elastico-perfettamente plastico.

Il momento ultimo corrispondente al collasso per pressoflessione complanare, che segna l'inizio delle rotazioni plastiche, è definito in §7.8.2.2.1:

$$M_u = (l^2 t \sigma_0 / 2) (1 - \sigma_0 / 0.85 f_d), \text{ dove:}$$

$l$  è la larghezza della parete,  $t$  è lo spessore della parete,  $\sigma_0$  è la sollecitazione verticale media ( $\sigma_0 = N/l \cdot t$ , Con  $N$  forza verticale agente),  $N = \sigma_0 \cdot l \cdot t$ ;  $f_d$  è la resistenza a compressione di calcolo della muratura, definita, in analisi non lineare, nel seguente modo:

Per muratura nuova:  $f_d = f_m$  (i valori medi sono ricavabili dai valori caratteristici dei materiali:  $f_m = f_k/0.7$ ).

Per muratura esistente:  $f_d = f_m / \gamma_c$ .

In aggiunta a tali verifiche di resistenza, i maschi murari con deformazione per trazione devono essere considerati completamente non reagenti, ossia con rigidità e resistenza entrambe nulle.

In analisi non lineare di modelli spaziali (3D), vengono inoltre condotte verifiche a taglio (scorrimento e/o fessurazione diagonale) e a pressoflessione nel piano ortogonale, ipotizzando un comportamento analogo al piano complanare ma senza tratto plastico (elasto-fragile). Seguendo la norma (7.8.2.2.3), il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete viene calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della resistenza pari a  $0.85 f_d$  e trascurando la resistenza a trazione della muratura. Il calcolo del momento ultimo a pressoflessione ortogonale è riportato in figura seguente: nota l'azione di calcolo  $N = \sigma_0 \cdot l \cdot t$ , ed essendo noto lo sforzo normale ultimo  $N_u = l \cdot t \cdot 0.85 \cdot f_d$ , resta determinato il momento di collasso.

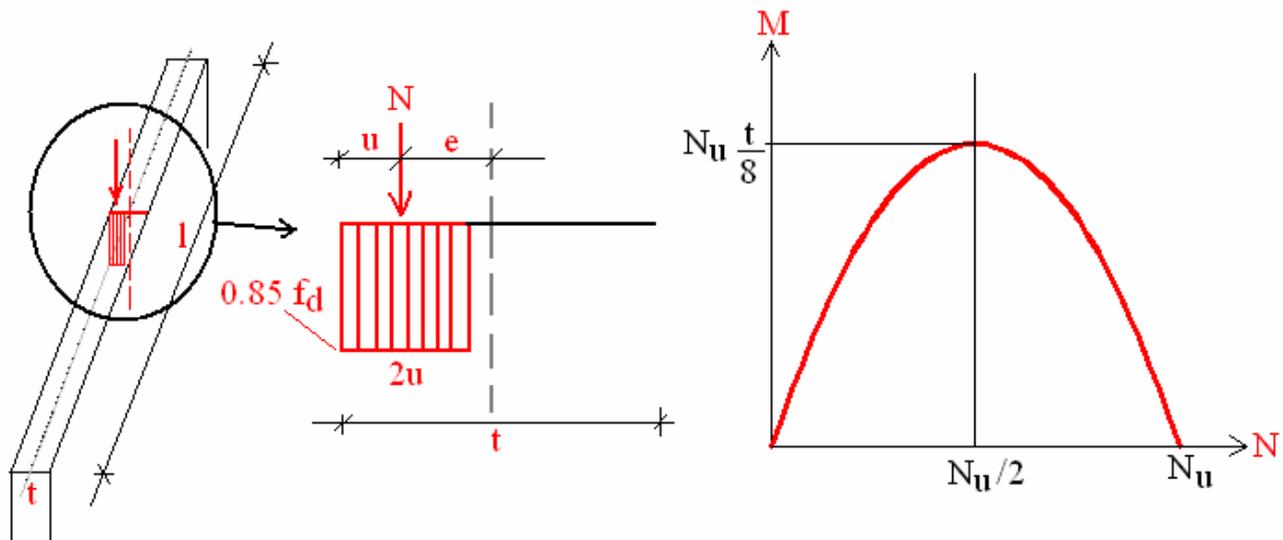


Figura 30 - Momento ultimo per pressoflessione ortogonale

$$\text{Si ha: } 0.85 \cdot f_d \cdot 2u \cdot l = N \cdot u = N / (0.85 \cdot f_d \cdot 2l)$$

$$e = t/2 - u, A = l \cdot t$$

$$M = N \cdot e = N (t/2 - u) = N [t/2 - N / (0.85 f_d \cdot 2l)] =$$

$$= N \cdot t/2 \cdot [1 - N / (0.85 \cdot f_d \cdot A)] = N \cdot t/2 \cdot (1 - N/N_u), \text{ essendo: } N = 0.85 \cdot f_d \cdot A$$

$$\rightarrow M = N \cdot t/2 \cdot (1 - N/N_u)$$

Per  $N = N_u$ :  $M = 0$ ; per  $N = 0$ :  $M = 0$ ; per  $N = N_u/2$ :  $M = N_u t / 8$  (massimo momento di collasso).

Fin qui sono stati trattati esplicitamente i maschi murari. Nell'edificio in muratura sono presenti anche elementi murari orizzontali (le fasce di piano), il cui comportamento costituisce uno degli aspetti più ostici nella modellazione dell'edificio in muratura ed è tuttora oggetto di numerosi studi.

In §7.8.2.2.4, nell'ambito dei nuovi edifici, viene definita la verifica delle travi di accoppiamento in muratura (o 'strisce', elementi orizzontali di unione fra maschi murari). Oltre alla verifica a taglio, deve essere normalmente effettuata anche la verifica a pressoflessione.

Se il calcolo è stato eseguito sotto l'ipotesi di solai infinitamente rigidi nel piano, le azioni assiali nelle strisce sono teoricamente nulle: viene in tal caso fornita una metodologia di analisi a pressoflessione, considerando presente nella striscia un elemento reagente a trazione (p.es. architrave). Il momento flettente corrisponde ad una coppia che genera trazione nell'elemento ad essa resistente, e compressione nella parte muraria.

Qualora  $N$  sia noto dal calcolo, la verifica viene ricondotta alla formulazione valida anche per i maschi murari. Tuttavia, in molti casi  $N$ , pur essendo definito dal calcolo, risulterà basso (scarsa compressione delle strisce) e quindi la verifica non potrà prescindere dal contributo dell'elemento resistente a trazione: In pratica, si deve applicare una verifica a pressoflessione simile alla verifica agli stati limite per pilastri in c.a. o pannelli di muratura armata. Per quanto riguarda le travi di accoppiamento in muratura in edifici esistenti, §C8.7.1.4 fornisce specifiche indicazioni. In pratica, è possibile verificare tali elementi nell'ambito degli schemi a 'telaio equivalente' qualora possa svilupparsi una resistenza a trazione (da parte di catene, architravi, cordoli, elementi di irrobustimento quali fasce in FRP).

Si comprende che per gli edifici esistenti occorre una campagna di indagine approfondita per comprendere le reali capacità di resistenza a pressoflessione degli elementi orizzontali, tenendo conto della varietà tipologica.

Alcuni modelli sono stati calibrati facendo riferimento, per le fasce, alla sola verifica a taglio. Per quanto riguarda la verifica a taglio, generalmente si utilizza la formulazione per fessurazione diagonale.

La sollecitazione tagliante nelle fasce, infatti, non è parallela alla giacitura dei letti di malta (come invece avviene nel caso dei maschi), e quindi la verifica per scorrimento sembra inappropriata.

Il diagramma di comportamento delle fasce può essere assunto elasto-fragile, o elasto-plastico: nel caso di plasticità, è necessario definire uno spostamento limite, che può essere per esempio relazionato alla crisi successiva di maschi murari.

#### **2.4.2.5) 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 lineare viene eseguita con una delle seguenti distribuzioni di forze:

Distribuzioni fisse;

A) Forze proporzionali alle masse

B) Forze proporzionali alla distribuzione da utilizzarsi per l'analisi statica lineare

C) Forze proporzionali alla distribuzione delle forze modali corrispondenti al primo modo di vibrazione nella direzione considerata, si tratta di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione.

La C) è un'alternativa valida alla B) perché consente di stimare una migliore resistenza dell'edificio (la forma del primo modo è sempre più precisa e meno penalizzante dell'andamento triangolare usato in analisi statica lineare).

D) Forze proporzionali alla forma modale 'equivalente', tenendo conto di tutti i modi significativi (quelli che movimentano l'85% della massa nella direzione esaminata, X o Y). Questo tipo di distribuzione è indicato, nelle analisi pushover, per edifici con molti piani o con forti Irregolarità, dove diventa indispensabile considerare anche gli effetti dei modi superiori. Negli edifici in muratura, generalmente piuttosto bassi, è una distribuzione poco utilizzata; potrebbe essere indicata nel caso di irregolarità notevoli in pianta (p.es. per tener conto direttamente di forme modali torsionali).

Distribuzioni adattive

E) Forze proporzionali alla prima forma modale, ma tenendo conto dell'evoluzione della rigidità e conseguentemente delle forme di vibrazione conseguenti allo sviluppo delle deformazioni inelastiche. 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 influente, 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.

F) Distribuzione di forze adattiva tenendo conto di tutti i modi significativi (quelli che movimentano l'85% della massa nella direzione esaminata, X o Y).

Fra le 5 distribuzioni considerate, E) ed F) sono le uniche distribuzioni dove i rapporti reciproci fra le forze, mentre si incrementa il taglio totale alla base, cambiano ai vari passi, al variare delle rigidità degli elementi. Infatti, gli elementi in fase plastica hanno rigidità secante in progressiva diminuzione o equivalentemente rigidità tangente nulla; gli elementi collassati hanno rigidità e resistenza nulle. Le variazioni di rigidità comportano la ri-esecuzione dell'analisi modale, e conseguentemente l'aggiornamento dei rapporti fra le forze nella tipologia di distribuzione considerata. L'analisi è detta adattiva.

Anche nell'ipotesi di dimensioni in pianta e in elevazione costanti per l'intero edificio, le masse di piano non sono tutte fra loro uguali, sia per la concentrazione dei pesi propri a livello degli impalcati (p.es. all'ultimo piano solo metà pareti viene attribuita al livello di copertura), sia per i diversi carichi di esercizio (piani intermedi: civile abitazione; copertura: neve), sia per i diversi coefficienti di combinazione dei carichi variabili.

In caso di masse tutte uguali, la distribuzione di forze (A) proporzionali alle masse corrisponderebbe a forze uguali a tutti i piani, mentre la (B) (forze utilizzate per l'analisi statica lineare) presenterebbe andamento perfettamente triangolare. La distribuzione (A) può considerarsi corrispondente ad un campo di spostamenti unitario costante.

Si osservi che il campo di spostamenti adottato per la distribuzione delle forze corrisponde ad una ipotesi sulla deformata dinamica: pertanto, anche il coefficiente di partecipazione  $r$  definito in §7.3.4.1 (nell'ambito della descrizione dell'analisi statica non lineare), utilizzato per scalare il sistema multi-gradi di libertà (M-GDL) ed ottenere

la curva di capacità del sistema 1-GDL equivalente (oscillatore monodimensionale), si può ritenere che debba corrispondere a tale campo di spostamenti. Ad esempio, per la distribuzione (A):  $\Gamma = 1.000$ .

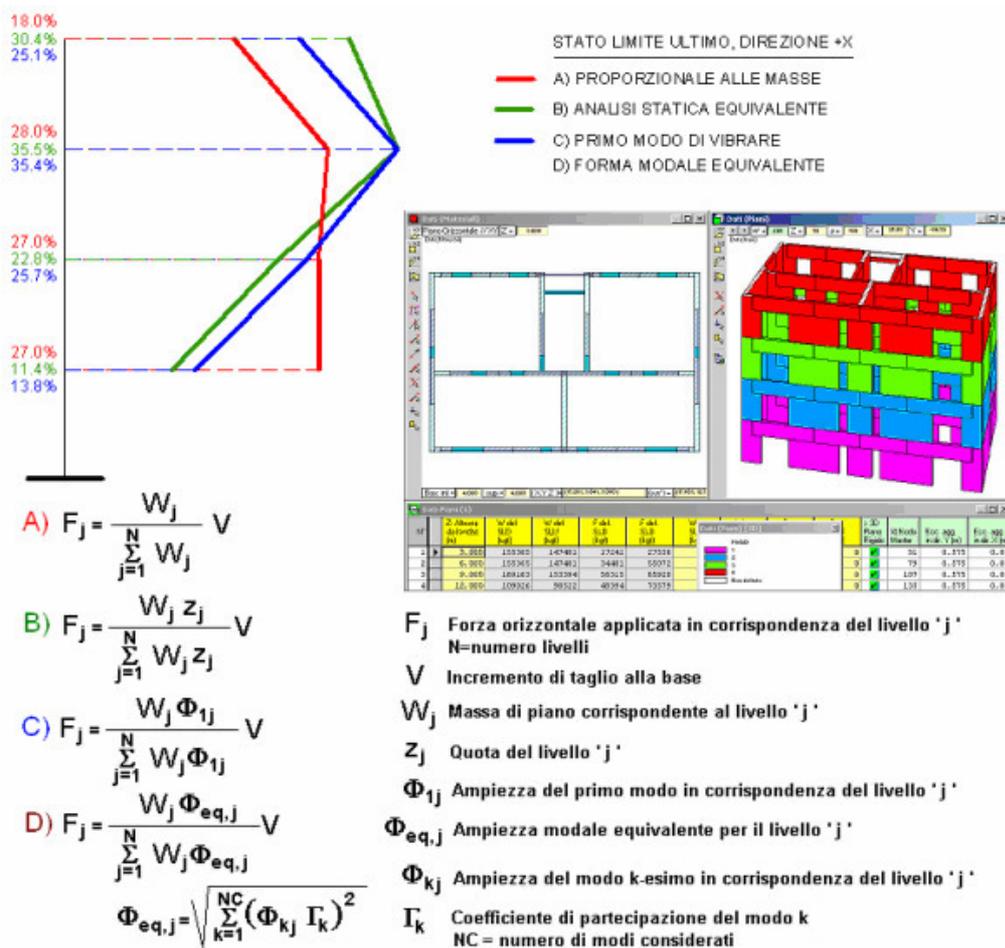


Figura 4 - distribuzioni di forze in analisi pushover

#### 2.4.2.6) Verifiche di sicurezza in analisi pushover; stati limite di danno e ultimo

L'esecuzione dell'analisi pushover consiste nella costruzione della curva di capacità, e nella successiva fase di verifica. Più curve vengono in generale elaborate per uno stesso edificio: si considerano in genere le due direzioni di riferimento X e Y (o altre due direzioni ortogonali significative), nei due versi (+/-, se non vi sono simmetrie che a priori rendono superfluo il cambio di verso), con il contributo o meno dei momenti torcenti di piano aggiuntivi, per varie distribuzioni di forze (almeno due: la (A) e la (B) definite in 1.6.4.4., secondo §7.3.4.1). Il tutto, sotto l'ipotesi di una massa sisma predefinita, cioè quella corrispondente alla combinazione dei carichi formulata in §3.2.4.

In linea di principio, si potrebbero considerare altre combinazioni di carico (o equivalentemente, di massa) significative: per esempio, la completa assenza di carichi variabili, un caso certamente importante (nella vita dell'edificio possono sicuramente aversi situazioni di assenza di carichi di esercizio). In ogni caso, si devono considerare più curve, per ognuna delle quali deve essere condotta sino in fondo la procedura di verifica descritta in

questo paragrafo. La situazione più sfavorevole fra tutte le curve considerate sintetizzerà la capacità antisismica dell'edificio.

Le recenti indicazioni normative si fondano sui metodi agli Stati Limite, dove lo Stato Limite è una configurazione di riferimento della struttura nei confronti della quale si devono svolgere le idonee verifiche di sicurezza.

In particolare, la capacità antisismica dell'edificio deve adempiere ad una doppia esigenza:

- salvaguardare le vite umane di fronte agli eventi più forti (Stato Limite Ultimo SLV);
- conservare l'agibilità, in caso di eventi più frequenti (Stato Limite di Danno: SLD).

Generalmente si tende ad attribuire ai due Stati Limite masse uguali, anche se valori differenti (come era stato proposto nella prima edizione dell'OPCM 3274) potrebbero essere considerati a causa della diversa probabilità di ricorrenza dell'evento sismico più forte o di quello più frequente.

Se le masse sono coincidenti, viene costruita un'unica curva di capacità, dove saranno studiati lo SLD e lo SLU. Secondo la Normativa, la capacità di spostamento relativa agli stati limite di danno e ultimo deve essere valutata sulla corrispondente curva di capacità, in corrispondenza dei punti seguenti:

SID: dello spostamento minore tra quello corrispondente al punto di massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due punti sulla stessa verticale appartenenti a piani consecutivi eccede il valore  $0.003 H$  ( $H$  = altezza di interpiano).

SLU: dello spostamento corrispondente ad una riduzione della forza non superiore al 20% del massimo, per effetto della progressiva eliminazione dei contributi dei maschi murari che raggiungono lo spostamento ultimo. Rilevato quindi lo spostamento corrispondente allo stato limite considerato, occorre valutare se sia idoneo o meno.

In altre parole, occorre valutare se la domanda di spostamento (=spostamento richiesto secondo Normativa) è inferiore o no alla capacità mostrata dalla struttura.

Viene quindi determinato il diagramma dell'oscillatore monodimensionale equivalente, tramite i seguenti passi:

- dal sistema M-GDL (a più gradi di libertà) si ottiene la curva del sistema 1-GDL (oscillatore monodimensionale) equivalente tramite scalatura secondo il coefficiente di partecipazione e definito in §C7.3.4.1;
- viene poi definito il sistema bilineare equivalente così operando: la rigidità elastica si trova tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0.7 volte il valore massimo; il tratto orizzontale viene individuato tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve bilineare e complessiva, fino allo spostamento ultimo del sistema;

- viene quindi calcolato il periodo elastico  $T$  del sistema bilineare equivalente;

- applicando quindi la procedura descritta in dettaglio in §C7.3.4 (integrata da §7.8.1.6, §C7.8.1.5.4 per la muratura), per il sistema bilineare equivalente si calcola la domanda sismica in spostamento, attraverso l'utilizzo degli spettri di risposta; la domanda viene convertita in quella effettiva dell'edificio amplificandola con il coefficiente di partecipazione  $\Gamma$ . Se la domanda sismica è maggiore o uguale della capacità di spostamento, la verifica è soddisfatta.

In generale, per le murature, lo stato limite di riferimento è SIV, in quanto tali edifici in generale collassano per raggiungimento del limite di resistenza prima di aver raggiunto deformazioni di danno. Per tale motivo, il risultato in termini di PGA (PGA = accelerazione di picco al suolo) per SLV è più sfavorevole del corrispondente risultato per SLD. Una considerazione di questo tipo è chiaramente riportata in [8], al par. 3.3.2.

#### 2.4.2.6.1 I domini di resistenza N-M

I domini di resistenza N-M prodotti da PC.E possono essere utilizzati per le verifiche lineari e non lineari. In caso di analisi lineare, nel dominio di una data sezione vengono riportati i punti di sollecitazione relativi agli stati esaminati per tale sezione nell'ambito dell'analisi. Con riferimento ad un elemento strutturale, p.es. un pilastro, gli stati di sollecitazione si riferiscono alla sezione di base e a quella di sommità.

In caso di analisi non lineare, i punti di sollecitazione rappresentano i successivi stati esaminati durante l'analisi incrementale. E' quindi particolarmente interessante vedere, ad esempio, come il punto di sollecitazione a partire da una posizione interna iniziale si avvicina progressivamente alla frontiera: ciò corrisponde all'aumento progressivo del momento flettente (corrispondente all'aumento del taglio sismico). Dalla visualizzazione dei punti si evince anche la variazione (eventuale) dello sforzo normale agente durante l'analisi incrementale.

Il dominio è suddiviso per colorazione nei campi di comportamento individuati da sforzi normali notevoli, calcolati in base alle caratteristiche dell'acciaio e del calcestruzzo. Tali sforzi normali si indicano con i simboli:  $N_1, N_{2A}, N_{2B}, N_3, N_{4A}, N_{4B}, N_5, N_{max}$  (per la muratura ordinaria:  $N_1=0, N_5, N_{max}$ ).

PC.E consente la generazione dei domini di resistenza indipendentemente dall'analisi attraverso il comando illustrato nella figura seguente; all'inizio di ogni esecuzione dell'analisi, i domini vengono comunque rigenerati in modo da assicurare coerenza con i dati eventualmente modificati.

I domini vengono generati per i seguenti elementi:

- pareti in muratura ordinaria (maschi murari, tipologia M):

se si è scelta la legge di comportamento a pressoflessione parabolico-rettangolare invece di stress-block, oppure se la parete è consolidata con sistema CAM;

- fasce in muratura (tipologie S,F) appartenenti ad un edificio in muratura armata: se sono non nulle entrambe le armature  $A_{s,xy}$  (estradosso) e  $A_{s,xz}$  (intradosso);

- fasce in muratura ordinaria (tipologie S,F):

se si è scelta la legge di comportamento a pressoflessione parabolico-rettangolare invece di stress-block, oppure se la fascia è consolidata con sistema CAM;

oppure se si è specificata un'armatura in grado di assicurare resistenza a trazione in intradosso ( $A_{s,xz}$ ) e/o in estradosso ( $A_{s,xy}$ ). In presenza di elementi resistenti a trazione, le relazioni presenti in §7.8.5 vengono sostituite dall'elaborazione del dominio di resistenza;

Alle fasce in muratura si applica la limitazione in §7.8.2.2.4 sul massimo della trazione, che deve essere pari a  $(0.4 f_{hd} ht)$  (tale limitazione non viene considerata in caso di rinforzo CAM). Poiché  $f_{hd}$  assume valori diversi a seconda dell'analisi (dal tipo di analisi dipende il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_M$  che condiziona la resistenza di progetto), per ottenere comunque un correttivo sempre valido per la sezione, si fa riferimento al valore di  $f_{hd}$  più sfavorevole. Nel caso che la limitazione non sia soddisfatta, l'armatura viene adeguatamente ridefinita;

- pareti in muratura armata (tipologia A):

se è stata definita l'armatura almeno nel piano di flessione complanare;

- elementi verticali in c.a. (tipologie C,R):

se è stata definita l'armatura in entrambi i piani di flessione locali  $xy$  e  $xz$ ; la verifica per elementi verticali in c.a. è condotta in pressoflessione deviata e richiede quindi l'analisi della sezione nei due piani di sollecitazione (per le pareti in muratura, invece, le verifiche a pressoflessione complanare e a pressoflessione ortogonale sono disaccoppiate, cioè vengono eseguite separatamente); - elementi orizzontali in c.a. (tipologie T: travi in elevazione, e Z: travi di fondazione):

se è stata definita l'armatura nel piano di flessione principale (complanare =  $xz$ ). Nel caso che nessun elemento si trovi in una di queste condizioni, la generazione dei domini non viene effettuata.

Noto il dominio di resistenza della sezione di un dato elemento strutturale, la verifica di resistenza (in analisi lineare o non lineare) per una coppia di sollecitazione ( $N_{sd}$ ,  $M_{sd}$ ) viene condotta determinando anzitutto in quale campo ricade  $N_{sd}$ ; quindi, utilizzando la relazione non lineare campo, si trova la posizione  $\xi$  dell'asse neutro corrispondente alla configurazione di rottura; noto  $\xi$ , si calcola il momento ultimo (momento resistente)  $M_{Rd}$  corrispondente: a questo punto, si confronta  $M_{sd}$  con  $M_{Rd}$  (verifica di sicurezza).

Se la verifica è soddisfatta ( $M_{sd} \leq M_{Rd}$ ): in caso di analisi lineare, la verifica è definitivamente soddisfatta; in caso di analisi non lineare (pushover), la verifica è soddisfatta al passo corrente. Al passo incrementale successivo verrà nuovamente eseguita.

Se la verifica non è soddisfatta ( $M_{sd} > M_{Rd}$ ): in caso di analisi lineare, la verifica è definitivamente non soddisfatta; in caso di analisi non lineare (pushover), nell'elemento beam (rappresentativo dell'elemento strutturale) del telaio equivalente si forma la cerniera plastica a pressoflessione; l'analisi proseguirà e ai passi successivi tenendo conto del degrado di rigidità, con diverso comportamento a seconda del tipo di rottura duttile (per armatura) o fragile (per calcestruzzo) (ovviamente, oltre alla pressoflessione, il comportamento ad un generico passo dell'analisi non lineare è condizionato anche dalla verifica a taglio).

Oltre a  $M_{Rd}$ , l'algoritmo implementato in PC.E calcola il momento di snervamento, che nel caso di rottura duttile (lato armature) è l'effettivo momento resistente utilizzato nella verifica (in analisi non lineare, il momento di snervamento segna la formazione della cerniera plastica). Vengono inoltre determinati il momento di parzializzazione corrispondente a  $N_{Id}$ , nonché le deformazioni e la zona reagente determinate dalla coppia di sollecitazione  $N_{sd}, M_{sd}$ : la posizione dell'asse neutro corrispondente a  $M_{sd}$  definisce la zona reagente (nel caso di elementi murari con legge parabolico-rettangolare, è così possibile condurre la verifica a taglio per scorrimento sulla reale zona reagente corrispondente alla pressoflessione applicata sulla sezione insieme al taglio). Le deformazioni corrispondenti a ( $N_{sd}, M_{sd}$ ) consentono anche il controllo del mantenimento della sezione in campo 'elastico', richiesto dalla verifica delle travi di fondazione.

#### 2.4.2.7) L'analisi con il software Aedes

Sulle caratteristiche del metodo a telaio equivalente (schema ad aste monodimensionali) applicato agli edifici in muratura si è ampiamente trattato ai paragrafi precedenti. Autorevoli studiosi (Calvi, Magenes) hanno indagato approfonditamente sulle potenzialità di questo tipo di modellazione, proponendo algoritmi per l'analisi e la verifica degli edifici in muratura. Con riferimento costante a tali fonti, e alla ricerca operata nel settore, PC.E ha sviluppato

l'analisi pushover sul telaio equivalente, seguendo una metodologia che ha il grande vantaggio di costituire una comprensibile evoluzione dei metodi Por, i quali di fatto diventano un 'sottoinsieme' di tutte le ipotesi possibili. In questa metodologia.

Per applicare la nuova Normativa sismica, l'edificio viene esportato da PC.M verso PC.E (ambiente di analisi ad elementi finiti monodimensionali, finalizzato alla modellazione dell'edificio secondo il criterio del 'telaio equivalente', nel rispetto delle indicazioni normative del D.M.14.1.2008).

L'edificio in muratura verrà modellato a telaio rispettando le zone rigide (intersezioni fra maschi e fasce di piano), zone distinte nei piani complanare e ortogonale della singola parete.

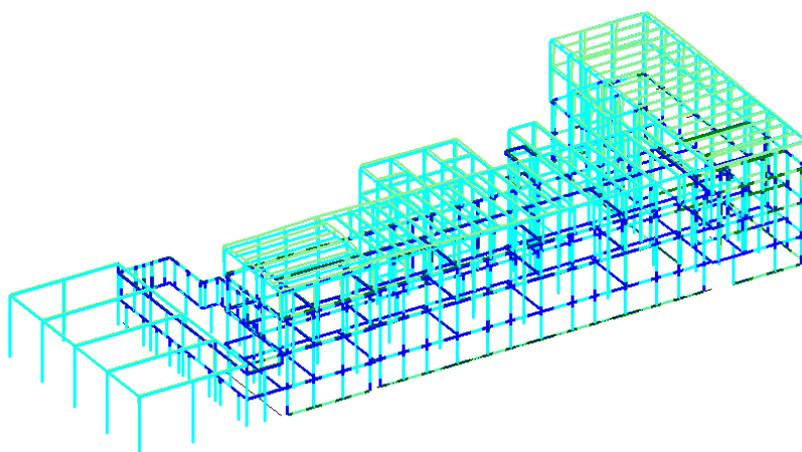
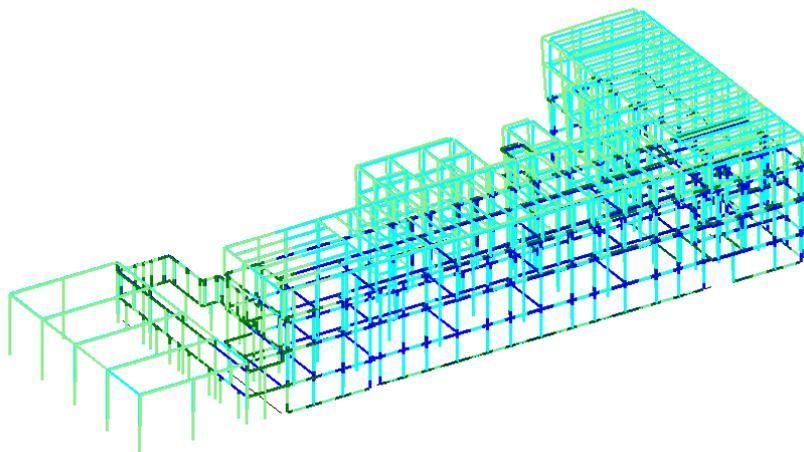
L'input viene quindi completato in ambiente PC.E, definendo ad esempio opportuni collegamenti (link) aggiuntivi e ridefinendo in modo adeguato le condizioni di carico e i vincolamenti esterni dei nodi ed interni delle aste. La configurazione tridimensionale (con aste tutte collegate fra loro nei nodi) presenta i vantaggi di una descrizione più appropriata e completa della struttura, unitamente ad una modalità di modellazione conveniente (ad aste monodimensionali) e sufficientemente idonea alla descrizione del comportamento della muratura.

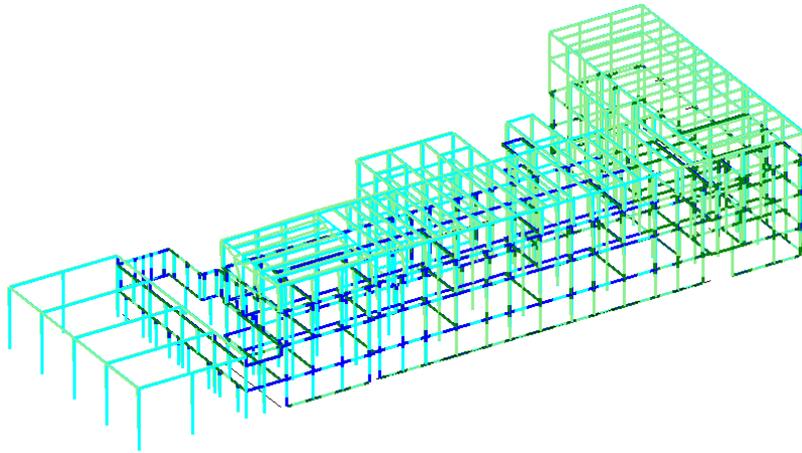
Esecuzione di mesh bi o tridimensionali, che non siano associate a sofisticate leggi costitutive non lineari (e la non linearità della muratura dipende soprattutto da motivi di non resistenza a trazione, e di comportamento rigido-fragile), possono essere considerate onerose e inopportune. Esse corrispondono di fatto ad una trattazione troppo complessa, applicabile solo con grande difficoltà a murature irregolari e con aperture disallineate, quali sono quelle caratterizzanti gli edifici esistenti. Se unite a non appropriate ipotesi di comportamento del materiale, possono indurre a ritenere esatti i risultati mentre tutto il corretto approccio verso l'edificio in muratura prevede che i valori ottenuti dall'analisi siano considerati come ordine di grandezza, e preferibilmente indagati nella loro dipendenza dai parametri più incerti. Anche per tale motivo, l'adozione di una metodologia semplice appare preferibile.

Le aste possono essere variamente vincolate; ad esempio le murature meno significative possono essere modellate come bielle in modo da non assumere forze orizzontali, i nodi possono essere anch'essi vincolati a piacere; nodi baricentrici vengono utilizzati nella schematizzazione master/slave per la rappresentazione dei piani rigidi. Nel caso di piani flessibili, le masse sono considerate agenti localmente, e l'analisi pushover può comunque essere condotta con successo: lo spostamento del centro di massa equivarrà, in tal caso, al baricentro delle masse nella configurazione deformata.

## 2.5) RISULTATI

### 2.5.1) Analisi modale-struttura esistente





TD Deformata

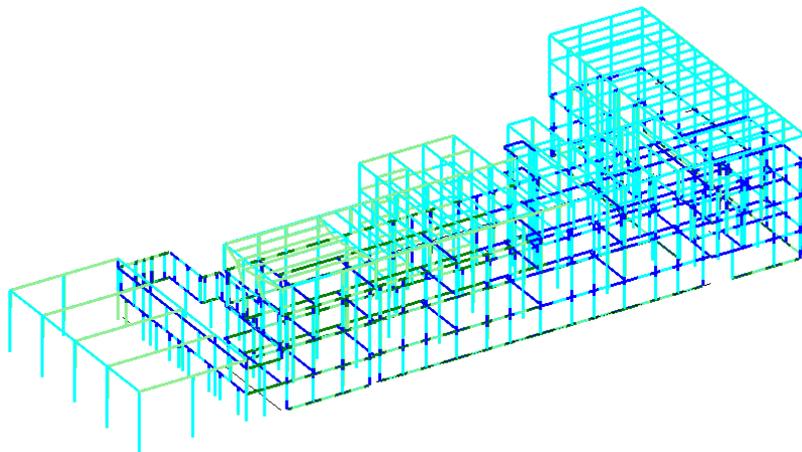
Modo 3/30

T = 0.312 sec

M\*X: 33.8% - Tot: 59.2%

M\*Y: 5.0% - Tot: 62.9%

Modi di vibrare



TD Deformata

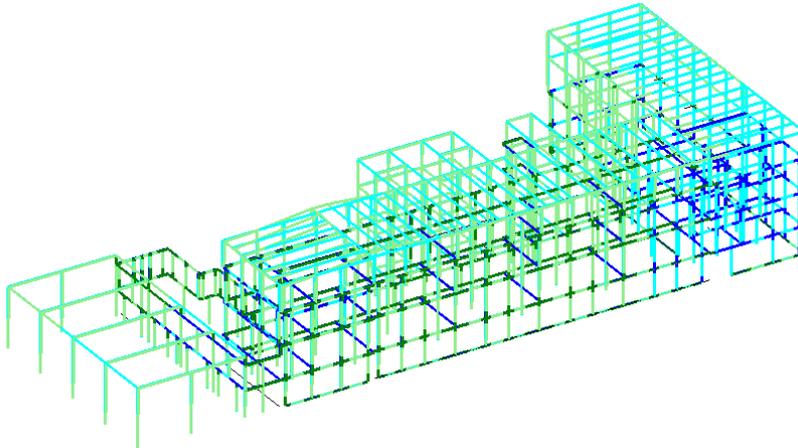
Modo 4/30

T = 0.260 sec

M\*X: 12.0% - Tot: 71.2%

M\*Y: 0.0% - Tot: 62.9%

Modi di vibrare



Defomata

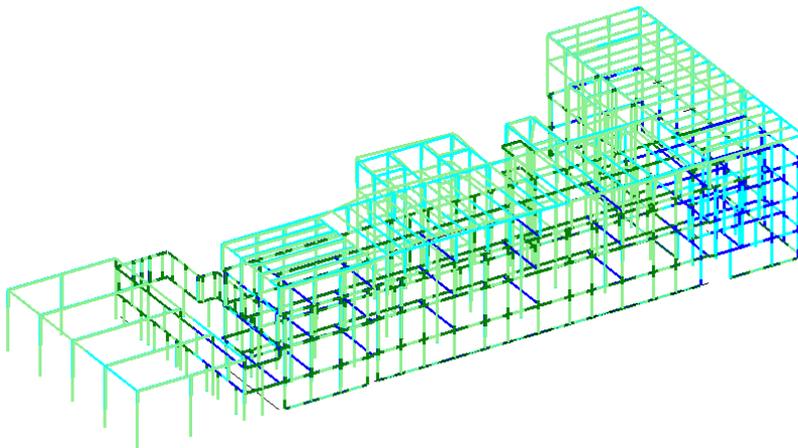
Modo 5/30

T = 0.227 sec

M\*X: 0.5% - Tot: 71.7%

M\*Y: 5.1% - Tot: 68.0%

Modi di vibrare



Defomata

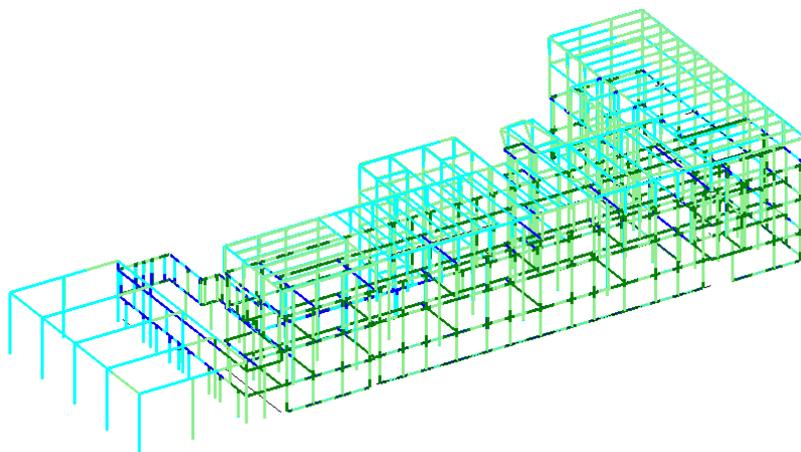
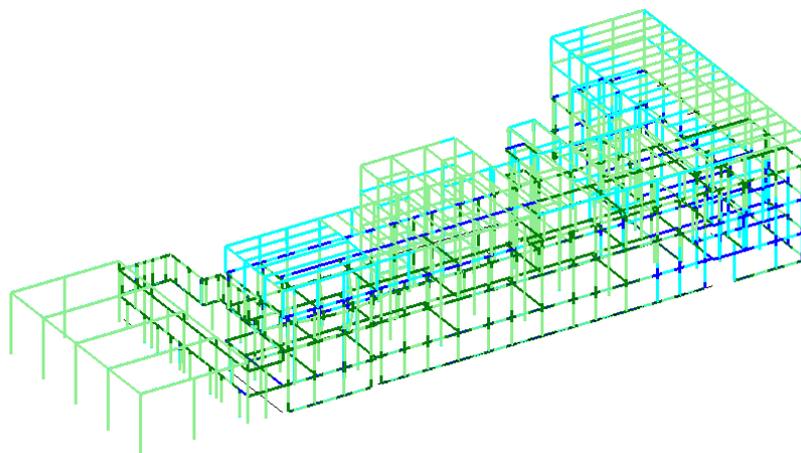
Modo 6/30

T = 0.198 sec

M\*X: 0.0% - Tot: 71.7%

M\*Y: 1.7% - Tot: 69.7%

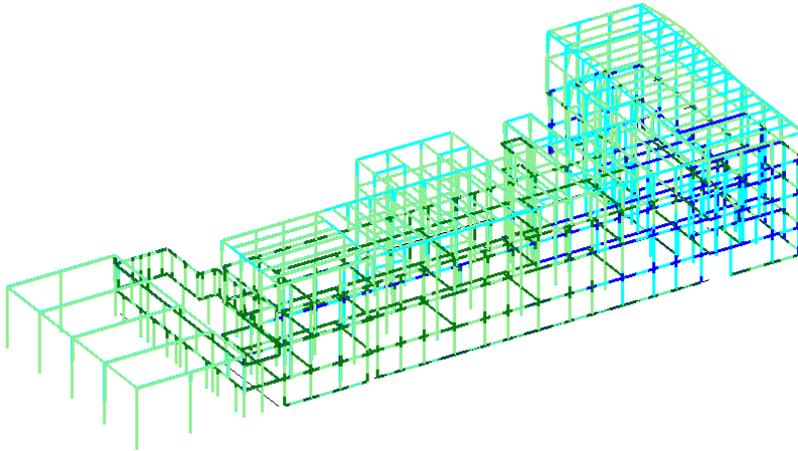
Modi di vibrare



Modo 9/30  
T = 0.180 sec  
M<sup>X</sup>: 1.8% - Tot: 73.7%  
M<sup>Y</sup>: 0.1% - Tot: 74.3%

Deformata

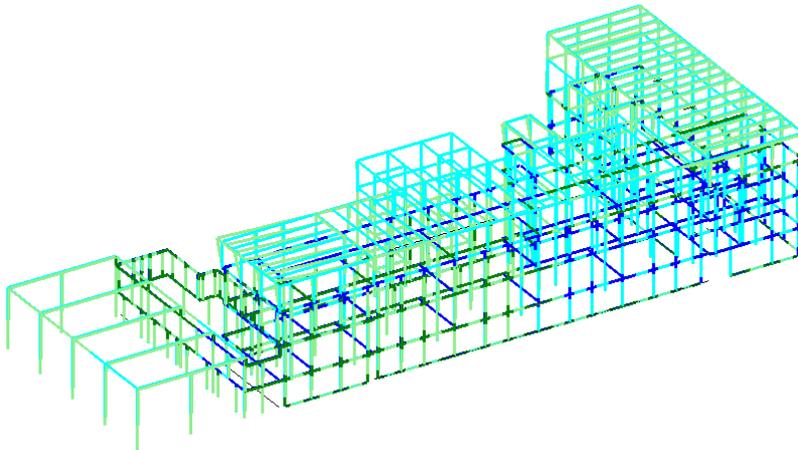
Modi di vibrare

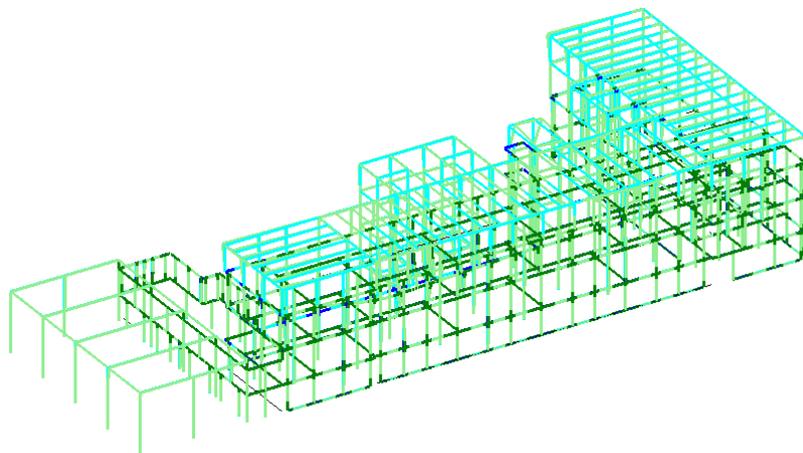


Modo 10/30  
T = 0.164 sec  
M<sup>X</sup>: 0.0% - Tot: 73.7%  
M<sup>Y</sup>: 0.1% - Tot: 74.3%

Deformata

Modi di vibrare



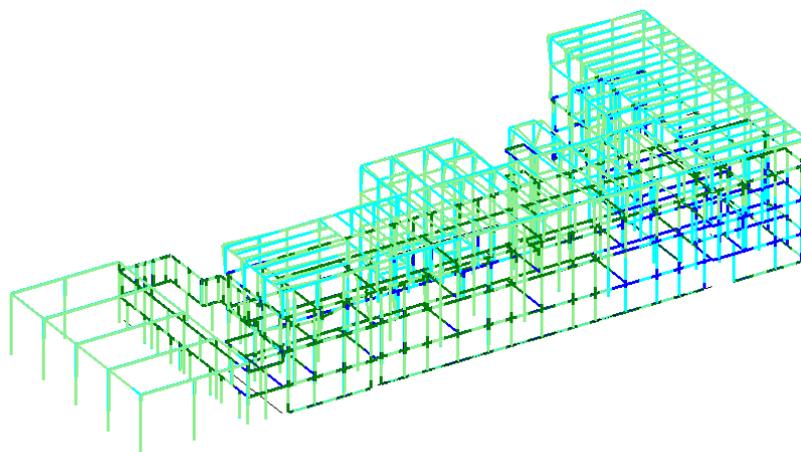


TD Defomata

Modo 11/30

T = 0,159 sec  
M\*X: 0.1% - Tot: 73.8%  
M\*Y: 3.4% - Tot: 77.8%

Modi di vibrare



TD Defomata

Modo 12/30

T = 0,157 sec  
M\*X: 0.0% - Tot: 73.8%  
M\*Y: 0.0% - Tot: 77.8%

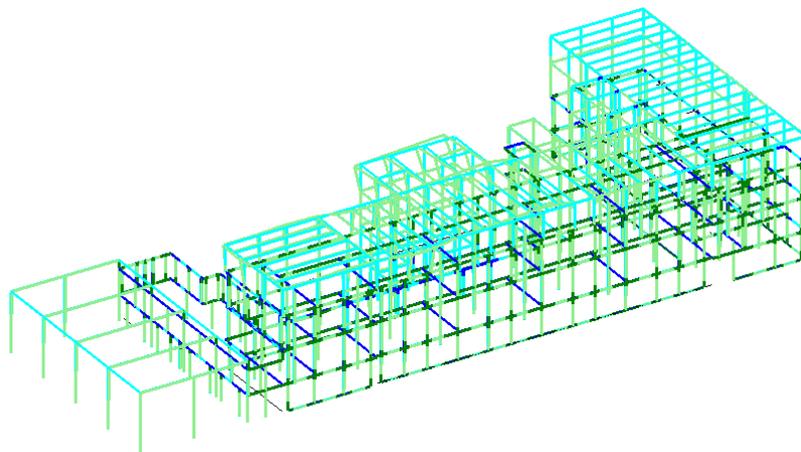
Modi di vibrare

Defomata

Modo 13/30

T = 0.153 sec  
M\*X: 0.1% - Tot: 73.9%  
M\*Y: 3.7% - Tot: 81.5%

Modi di vibrare

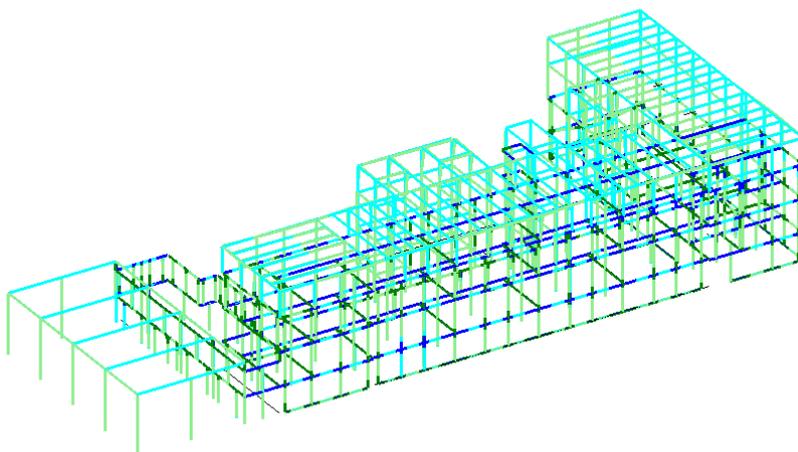


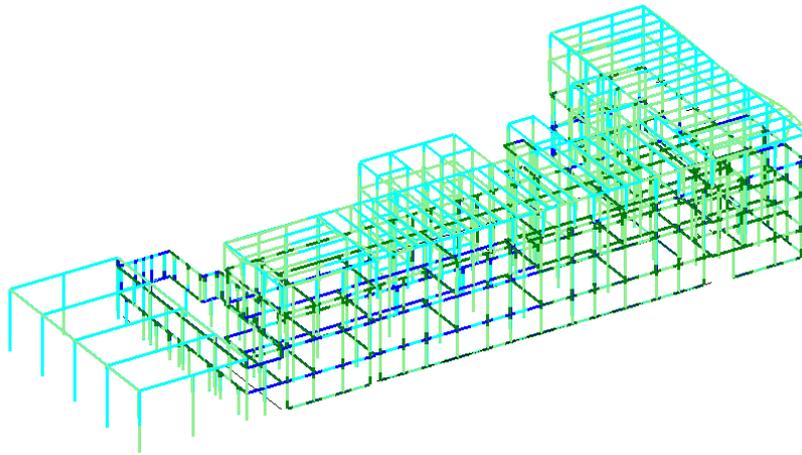
Defomata

Modo 14/30

T = 0.151 sec  
M\*X: 1.0% - Tot: 74.9%  
M\*Y: 0.0% - Tot: 81.5%

Modi di vibrare





TT Defomata

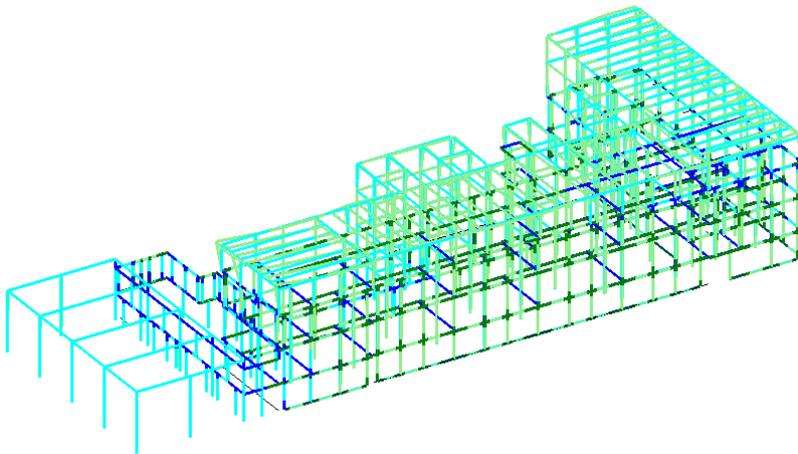
Modo 15/30

T = 0.150 sec

M\*X: 3.8% - Tot: 78.7%

M\*Y: 0.0% - Tot: 81.5%

Modi di vibrare



TT Defomata

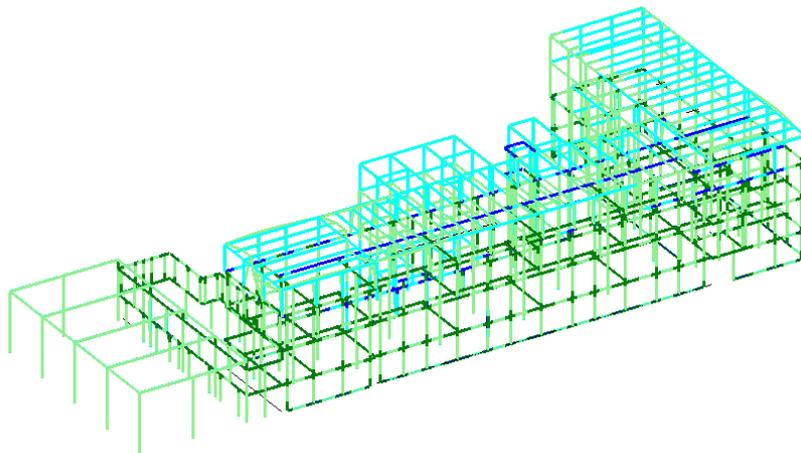
Modo 16/30

T = 0.147 sec

M\*X: 0.5% - Tot: 79.1%

M\*Y: 3.3% - Tot: 84.7%

Modi di vibrare



Defomata

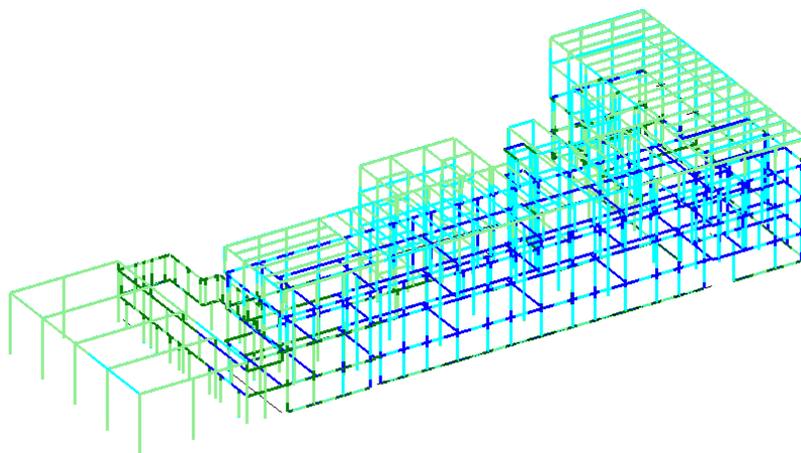
Modo 17/30

T = 0.142 sec

M\*X: 0.7% - Tot: 79.8%

M\*Y: 1.6% - Tot: 86.3%

Modi di vibrare



Defomata

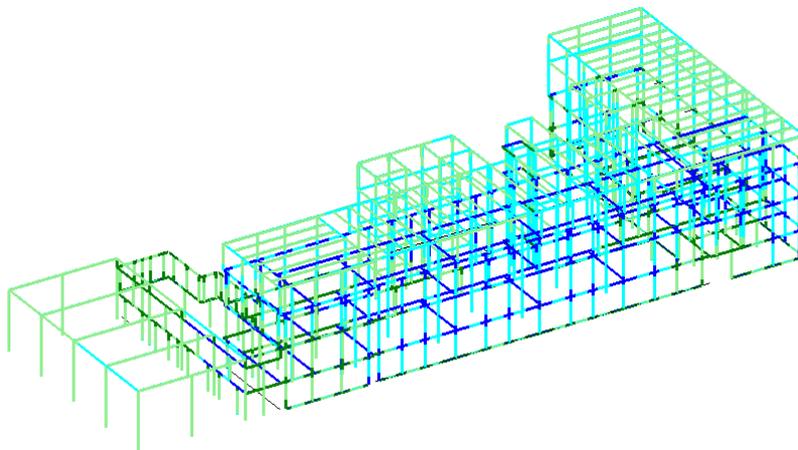
Modo 18/30

T = 0.137 sec

M\*X: 0.0% - Tot: 79.8%

M\*Y: 0.0% - Tot: 86.4%

Modi di vibrare

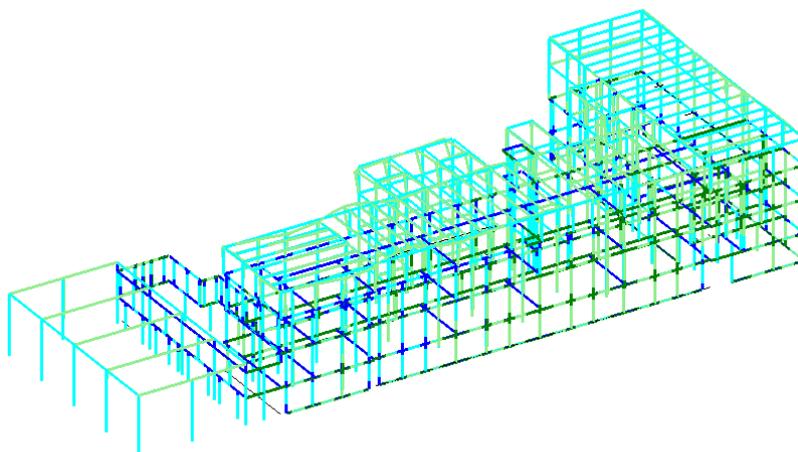


TH Defomata

Modo 19/30

T = 0.133 sec  
M\*X: 0.0% - Tot: 79.8%  
M\*Y: 0.2% - Tot: 86.5%

Modi di vibrare

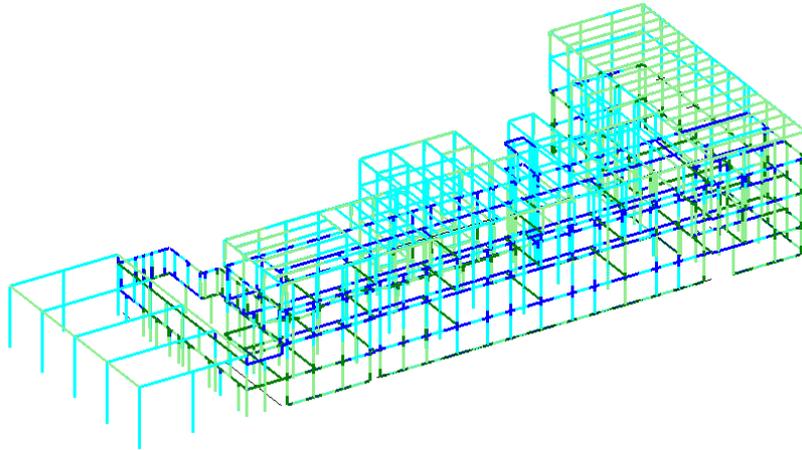


TH Defomata

Modo 20/30

T = 0.132 sec  
M\*X: 0.4% - Tot: 80.3%  
M\*Y: 0.1% - Tot: 86.7%

Modi di vibrare



Defomata

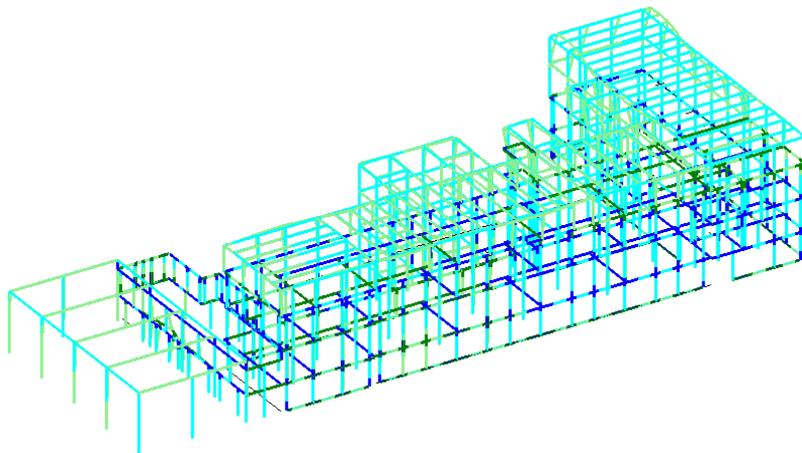
Modo 21/30

T = 0.129 sec

M\*X: 0.1% - Tot: 80.4%

M\*Y: 0.1% - Tot: 86.8%

Modi di vibrare



Defomata

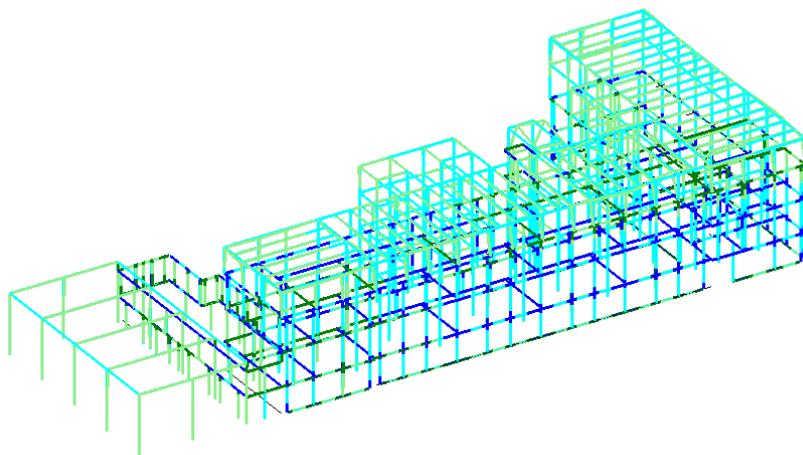
Modo 22/30

T = 0.125 sec

M\*X: 0.8% - Tot: 81.2%

M\*Y: 0.0% - Tot: 86.8%

Modi di vibrare



Deformata

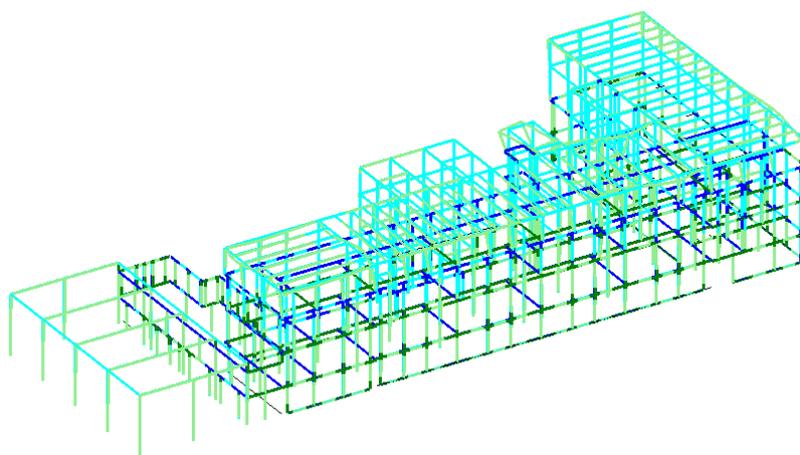
Modo 24/30

T = 0.121 sec

M\*X: 0.1% - Tot: 81.2%

M\*Y: 0.2% - Tot: 87.0%

Modi di vibrare



Deformata

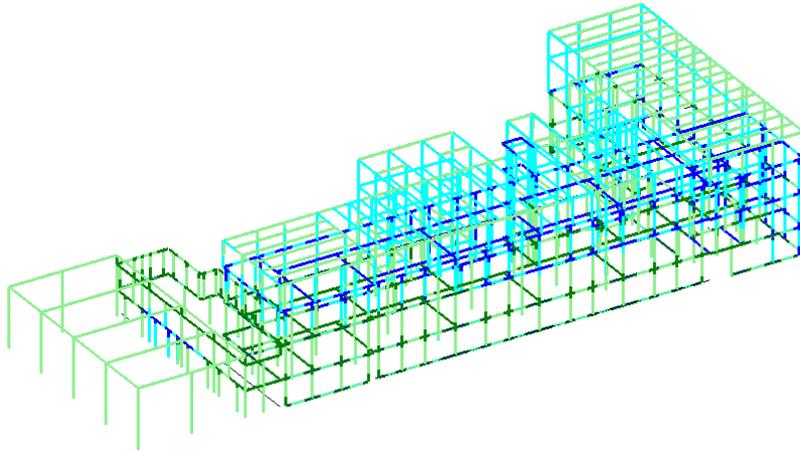
Modo 25/30

T = 0.119 sec

M\*X: 0.2% - Tot: 81.4%

M\*Y: 0.6% - Tot: 87.6%

Modi di vibrare



Defomata

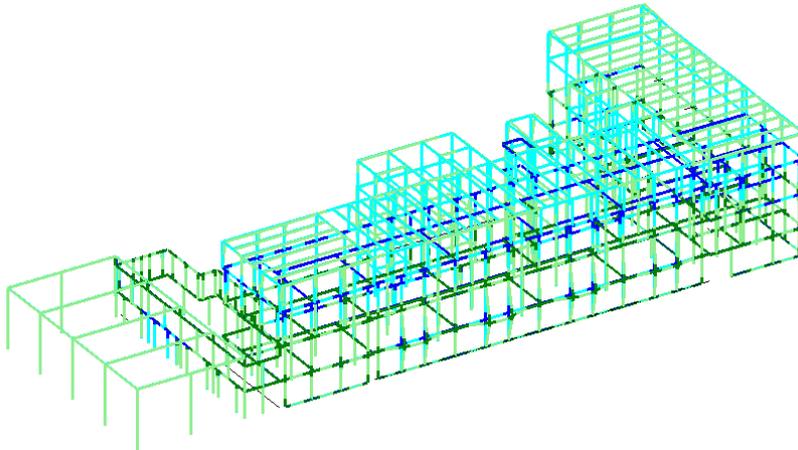
Modo 26/30

T = 0.117 sec

M\*X: 0.2% - Tot: 81.6%

M\*Y: 0.2% - Tot: 87.9%

Modi di vibrare



Defomata

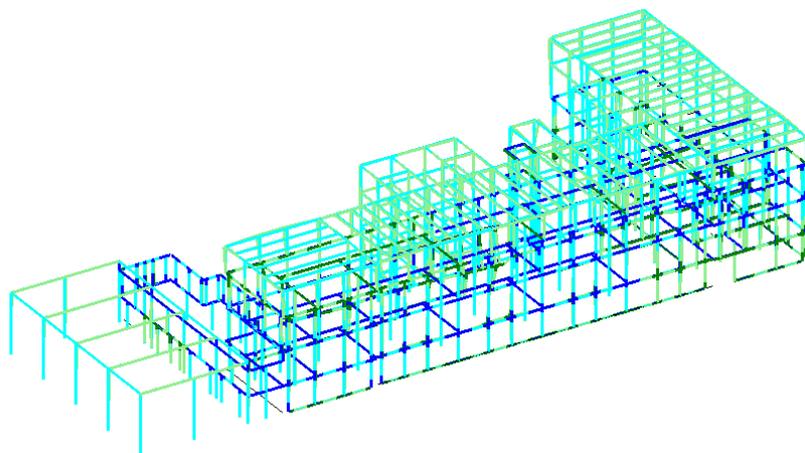
Modo 27/30

T = 0.112 sec

M\*X: 0.7% - Tot: 82.3%

M\*Y: 3.0% - Tot: 90.8%

Modi di vibrare

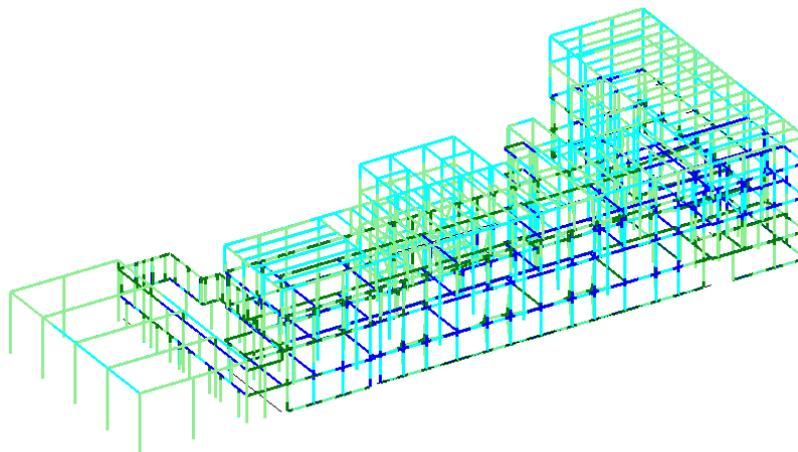


Defomata

Modo 28/30

T = 0.112 sec  
M\*X: 1.6% - Tot: 83.9%  
M\*Y: 0.5% - Tot: 91.4%

Modi di vibrare



Defomata

Modo 29/30

T = 0.111 sec  
M\*X: 0.0% - Tot: 83.9%  
M\*Y: 0.0% - Tot: 91.4%

Modi di vibrare

Defomata

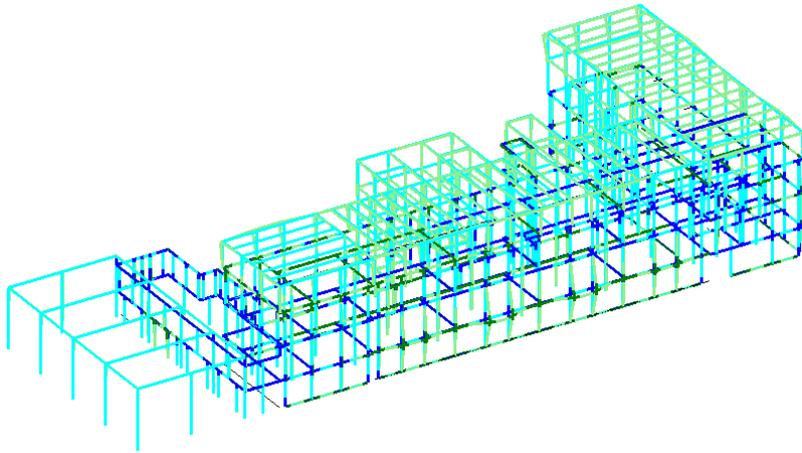
Modo 30/30

T = 0.109 sec

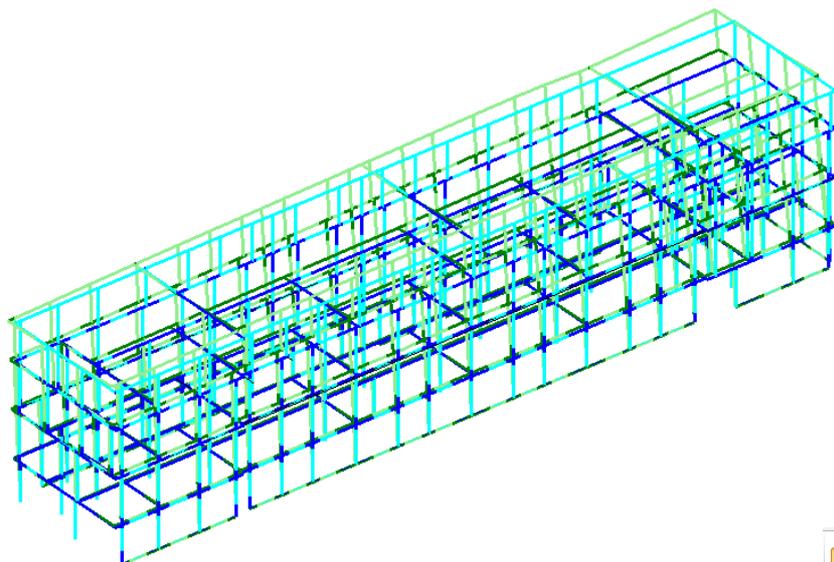
M\*X: 1.9% - Tot: 85.7%

M\*Y: 0.0% - Tot: 91.4%

Modi di vibrare



### 2.5.2) Analisi modale-Struttura in progetto-Corpo principale in pietrame



Defomata

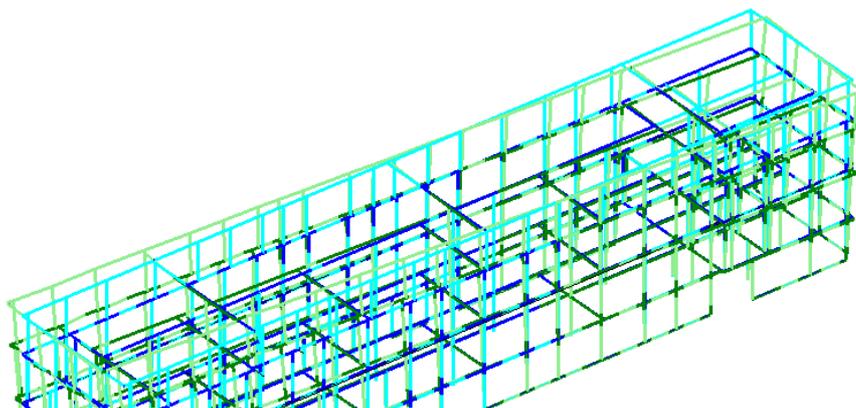
Modo 1/28

T = 0.338 sec

M\*X: 0.1% - Tot: 0.1%

M\*Y: 68.6% - Tot: 68.6%

Modi di vibrare



Defomata

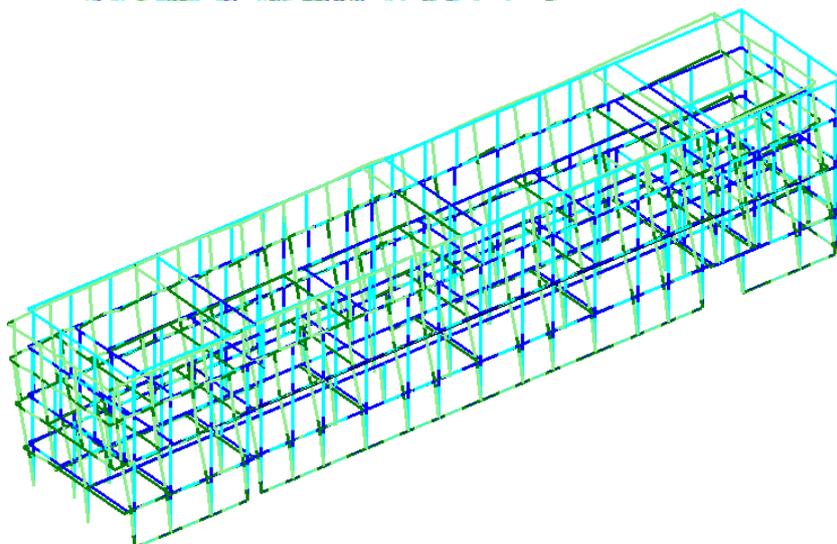
Modo 2/28

T = 0.274 sec

M\*X: 0.3% - Tot: 0.3%

M\*Y: 7.7% - Tot: 76.3%

Modi di vibrare



Defomata

Modo 3/28

T = 0.225 sec

M\*X: 75.9% - Tot: 76.2%

M\*Y: 0.0% - Tot: 76.3%

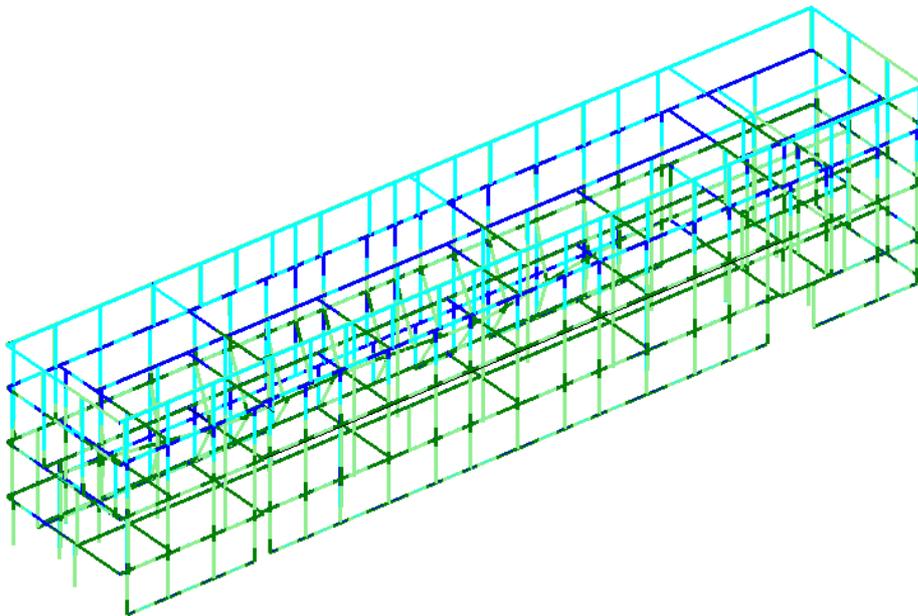
Modi di vibrare

Defomata

Modo 4/28

T = 0.174 sec  
M\*X: 0.0% - Tot: 76.2%  
M\*Y: 2.7% - Tot: 79.0%

Modi di vibrare

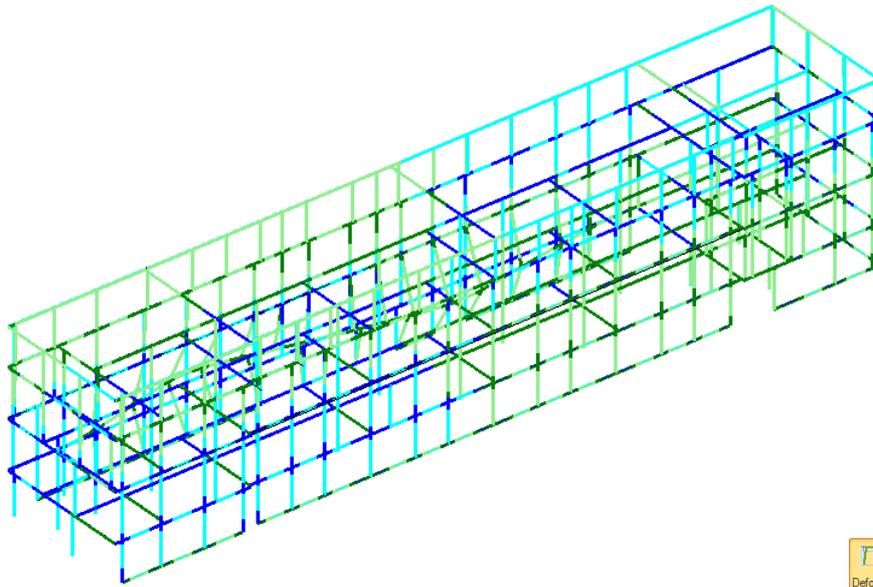


Defomata

Modo 5/28

T = 0.171 sec  
M\*X: 0.0% - Tot: 76.2%  
M\*Y: 0.0% - Tot: 79.0%

Modi di vibrare



Defomata

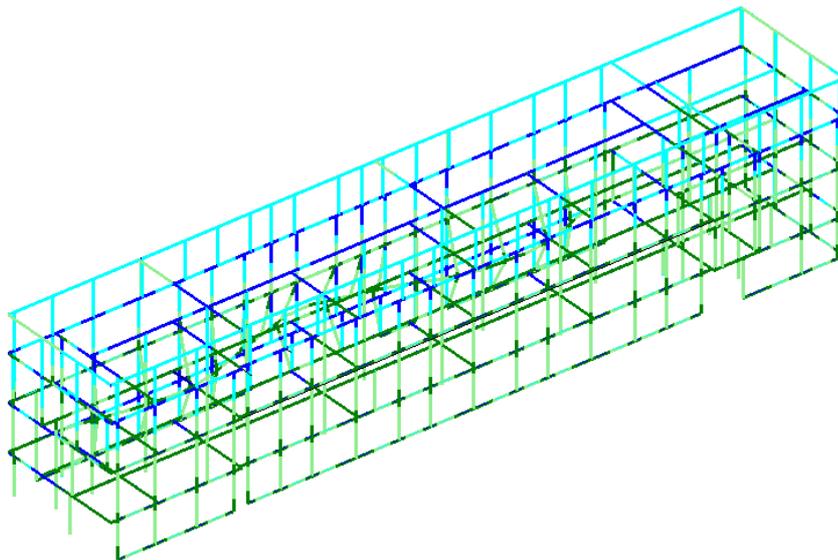
Modo 6/28

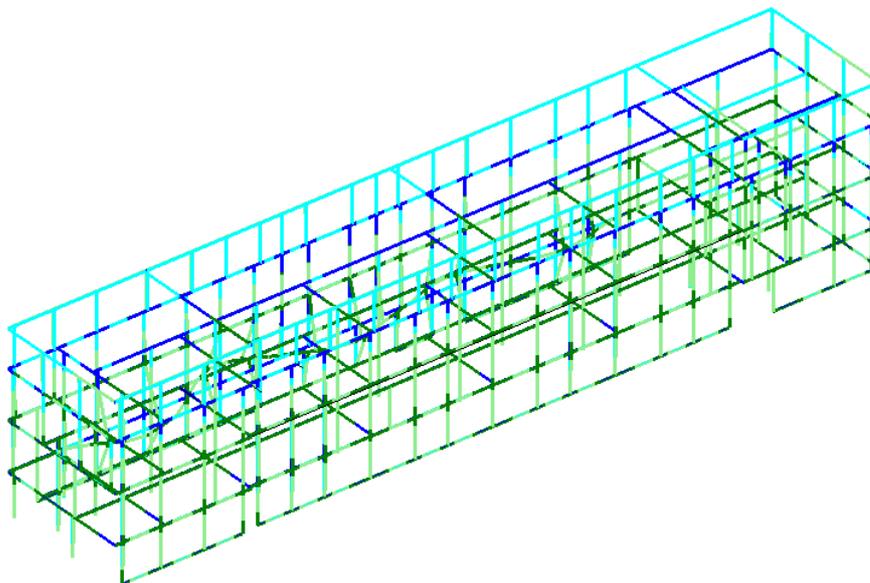
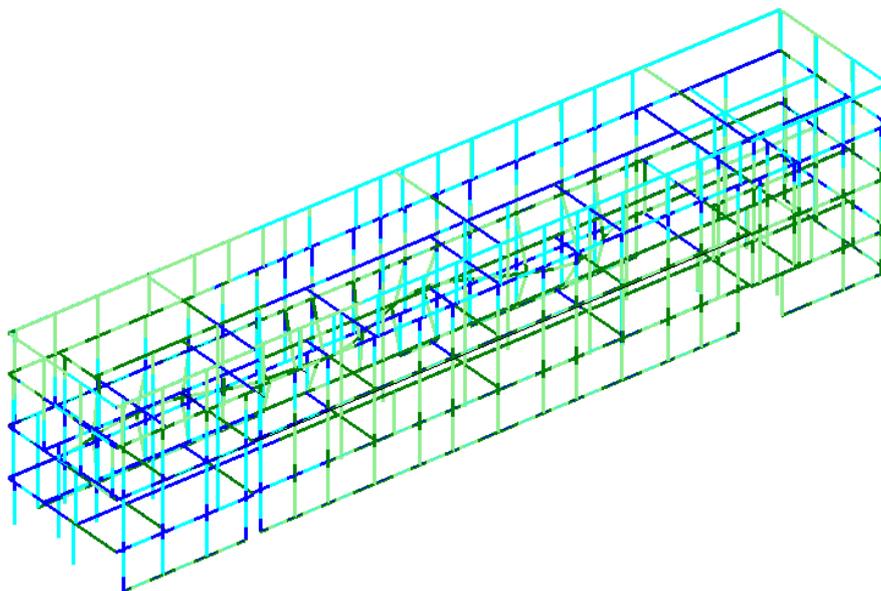
T = 0.161 sec

M<sub>X</sub>: 0.0% - Tot: 76.2%

M<sub>Y</sub>: 0.2% - Tot: 79.2%

Modi di vibrare



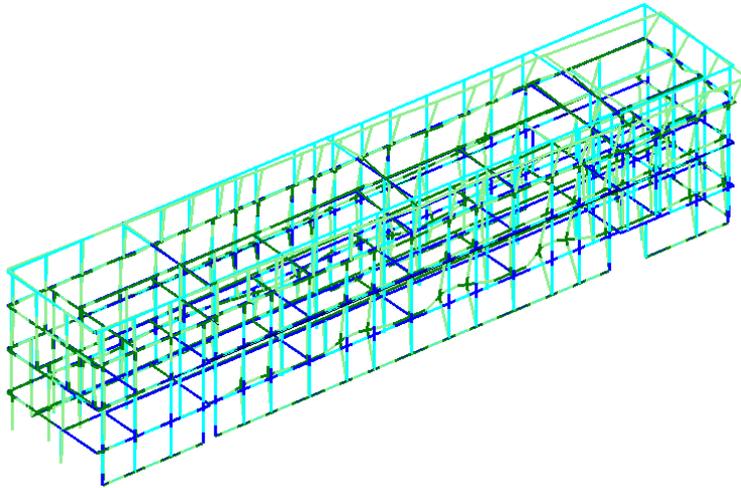


Defomata

Modo 9/28

T = 0.124 sec  
M<sub>X</sub>: 0.0% - Tot: 76.2%  
M<sub>Y</sub>: 7.5% - Tot: 87.3%

Modi di vibrare

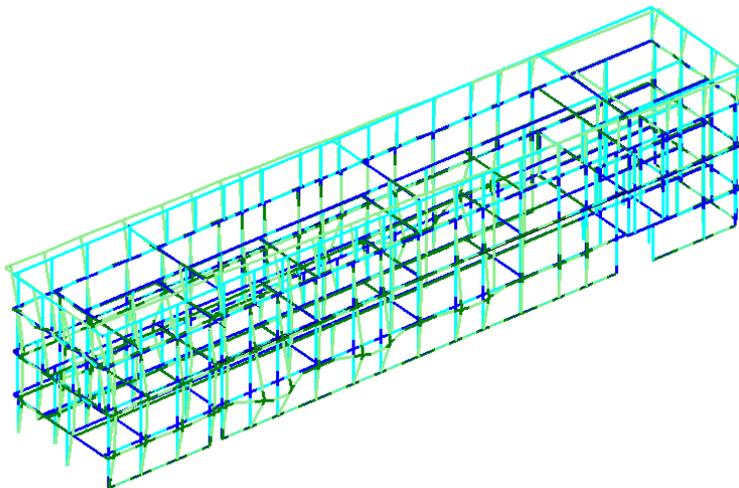


Defomata

Modo 10/28

T = 0.118 sec  
M<sub>X</sub>: 0.1% - Tot: 76.4%  
M<sub>Y</sub>: 4.4% - Tot: 91.7%

Modi di vibrare

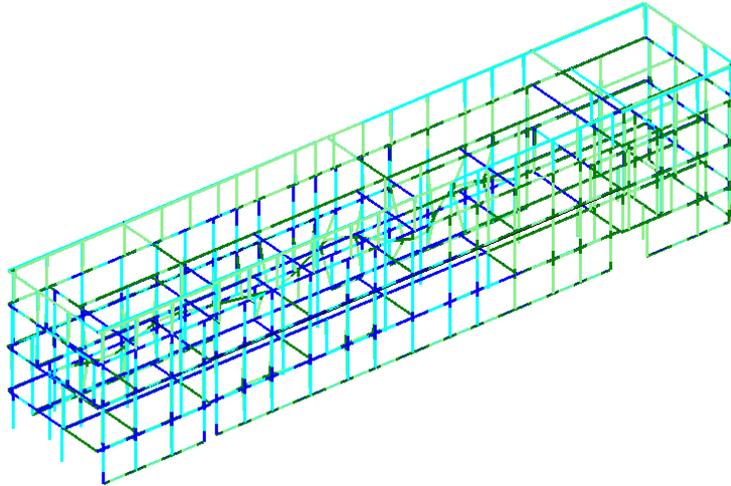


Defomata

Modo 11/28

T = 0.116 sec  
M<sub>X</sub>: 0.0% - Tot: 76.4%  
M<sub>Y</sub>: 0.2% - Tot: 91.9%

Modi di vibrare



Defomata

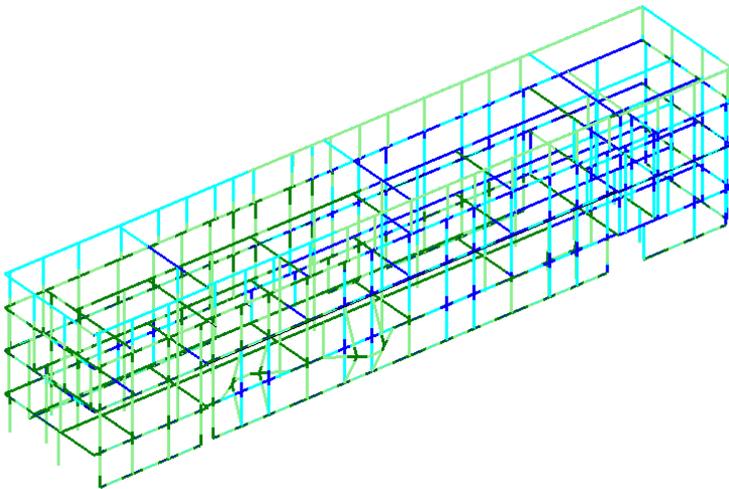
Modo 12/28

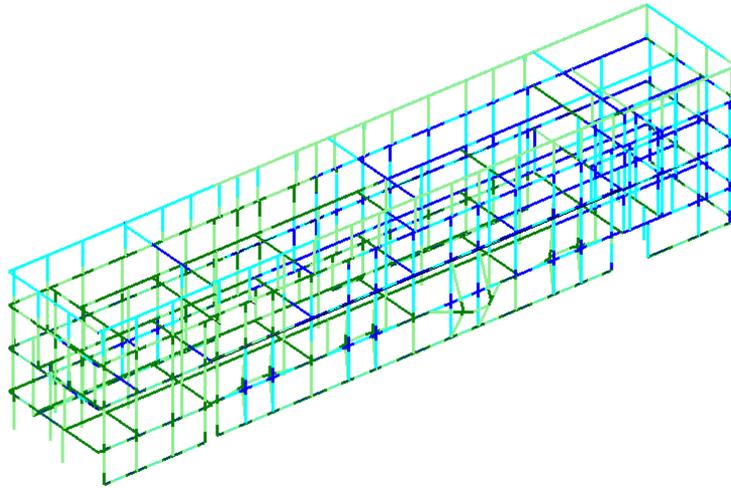
T = 0.106 sec

M<sub>X</sub>: 0.0% - Tot: 76.4%

M<sub>Y</sub>: 0.0% - Tot: 91.9%

Modi di vibrare





Defomata

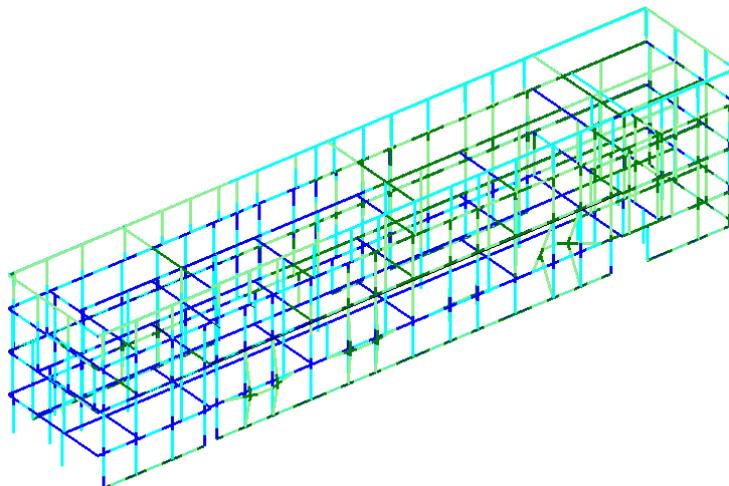
Modo 13/28

T = 0.106 sec

M\*X: 0.0% - Tot: 76.4%

M\*Y: 0.0% - Tot: 91.9%

Modi di vibrare



Defomata

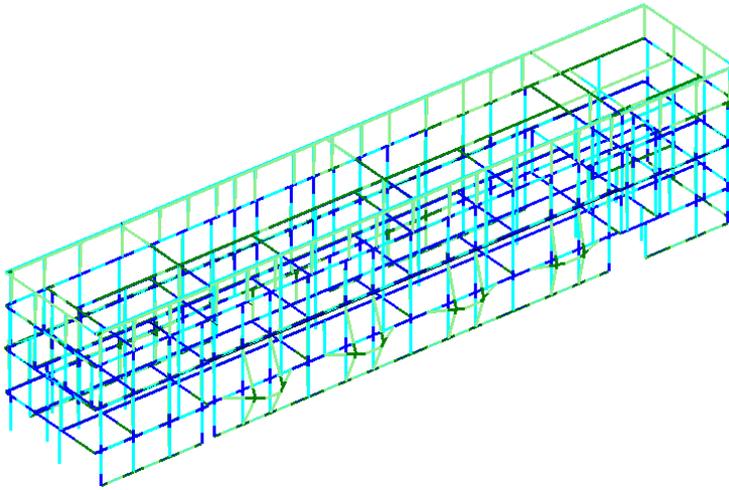
Modo 14/28

T = 0.105 sec

M\*X: 0.0% - Tot: 76.4%

M\*Y: 0.0% - Tot: 91.9%

Modi di vibrare



Defomata

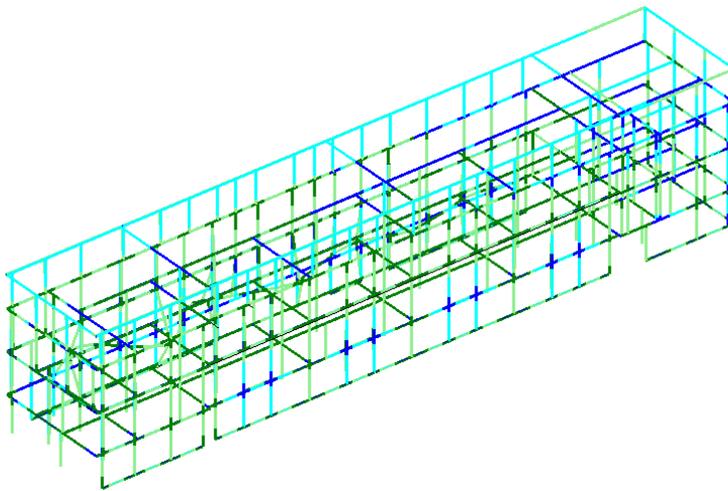
Modo 15/28

T = 0.104 sec

M\*X: 0.0% - Tot: 76.4%

M\*Y: 0.1% - Tot: 92.0%

Modi di vibrare



Defomata

Modo 16/28

T = 0.100 sec

M\*X: 0.0% - Tot: 76.4%

M\*Y: 0.0% - Tot: 92.0%

Modi di vibrare

Defomata

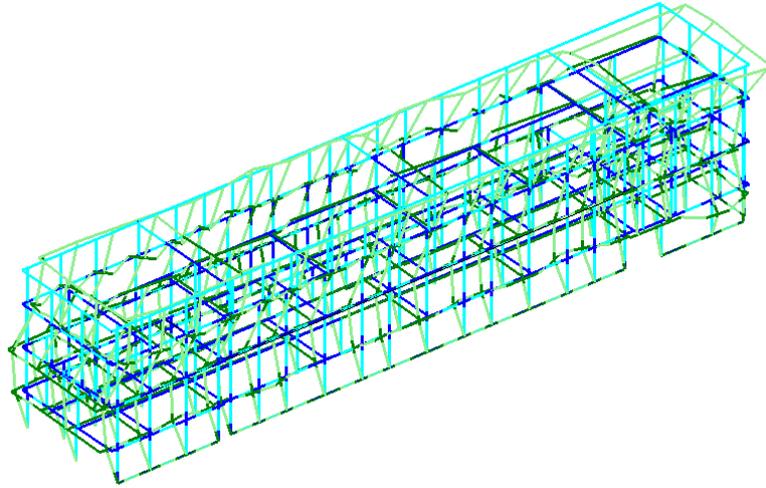
Modo 17/28

T = 0.086 sec

M\*X: 10.7% - Tot: 87.1%

M\*Y: 0.0% - Tot: 92.0%

Modi di vibrare



Defomata

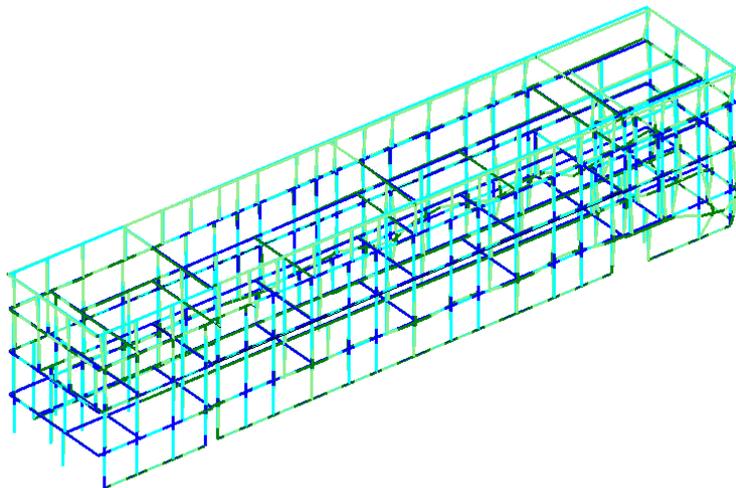
Modo 18/28

T = 0.080 sec

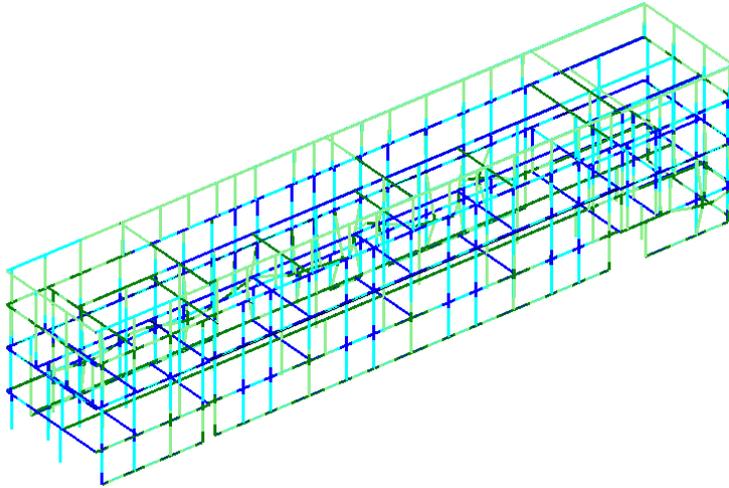
M\*X: 1.0% - Tot: 88.1%

M\*Y: 1.7% - Tot: 93.7%

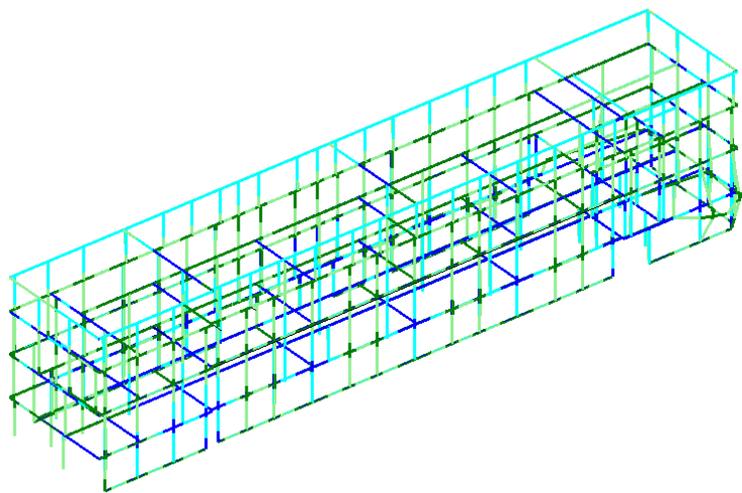
Modi di vibrare

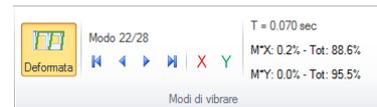
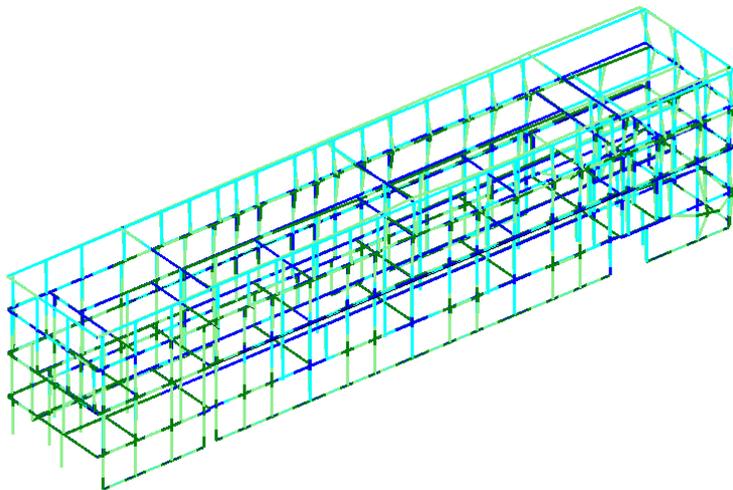
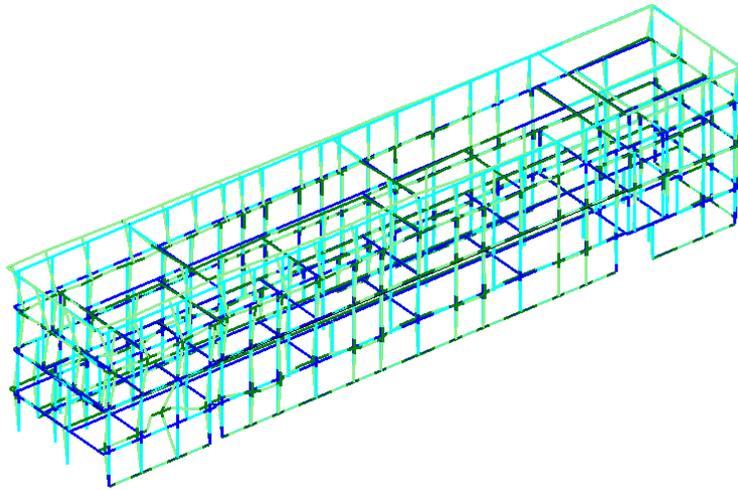


Defomata Modulo 19/28 T = 0.078 sec  
M\*X: 0.0% - Tot: 88.1%  
M\*Y: 0.1% - Tot: 93.8%  
Modi di vibrare



Defomata Modulo 20/28 T = 0.076 sec  
M\*X: 0.0% - Tot: 88.1%  
M\*Y: 0.0% - Tot: 93.8%  
Modi di vibrare





Defomata

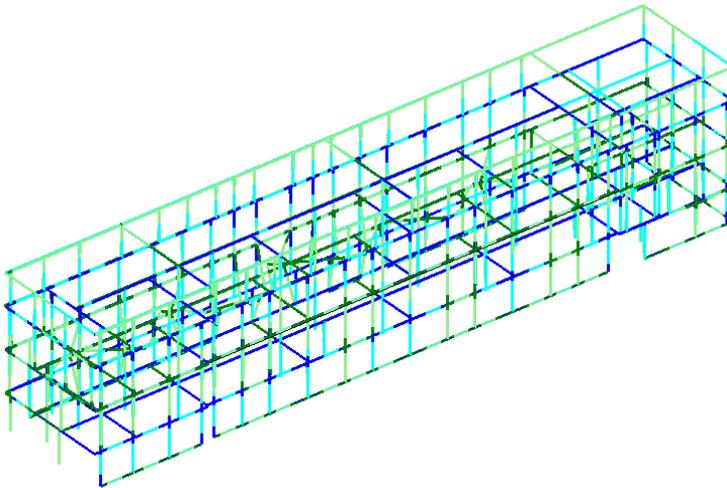
Modo 23/28

T = 0.065 sec

M\*X: 0.0% - Tot: 88.7%

M\*Y: 0.1% - Tot: 95.6%

Modi di vibrare



Defomata

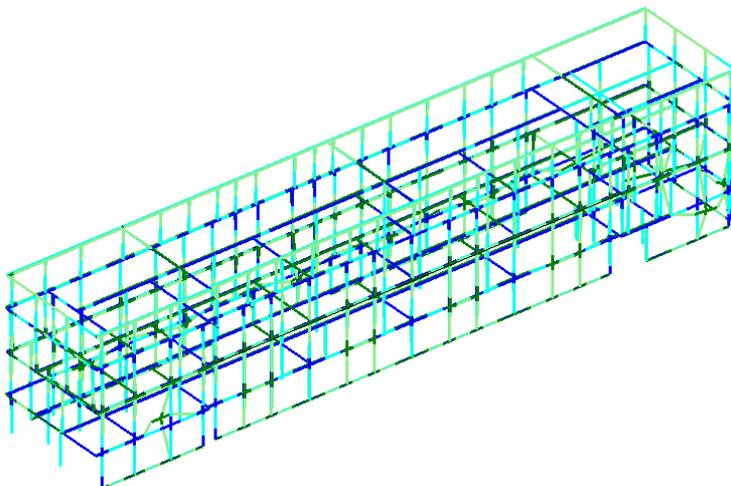
Modo 24/28

T = 0.064 sec

M\*X: 0.0% - Tot: 88.7%

M\*Y: 0.9% - Tot: 96.5%

Modi di vibrare

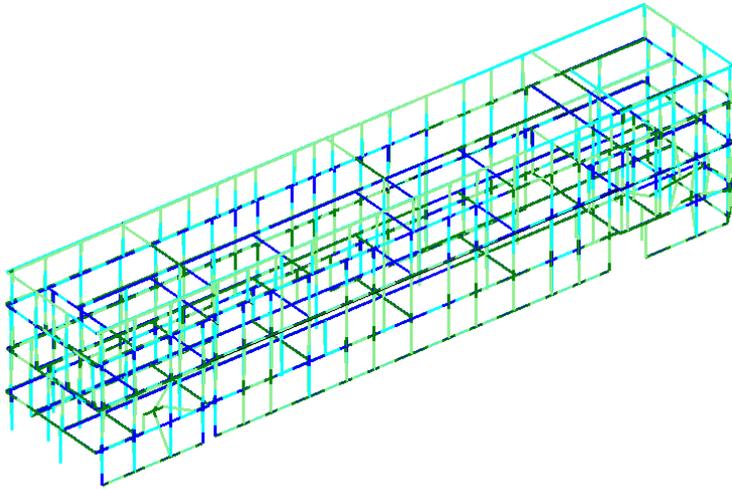


TE Defomata

Modo 25/28

T = 0.062 sec  
M\*X: 0.2% - Tot: 88.8%  
M\*Y: 0.0% - Tot: 96.5%

Modi di vibrare

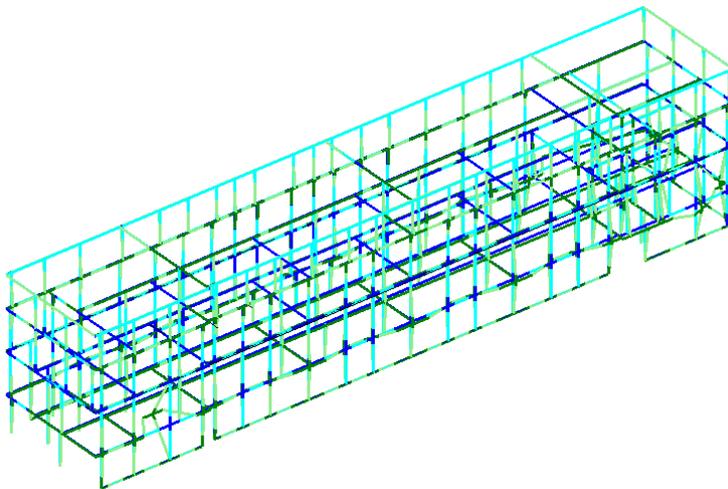


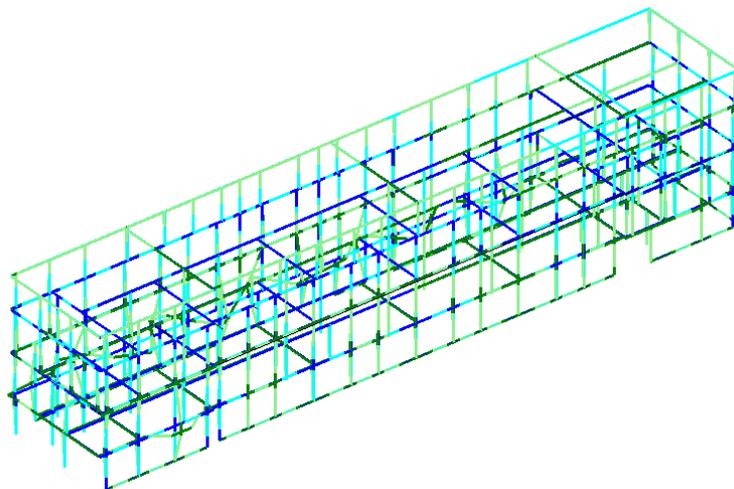
TE Defomata

Modo 26/28

T = 0.059 sec  
M\*X: 0.0% - Tot: 88.8%  
M\*Y: 0.9% - Tot: 97.4%

Modi di vibrare



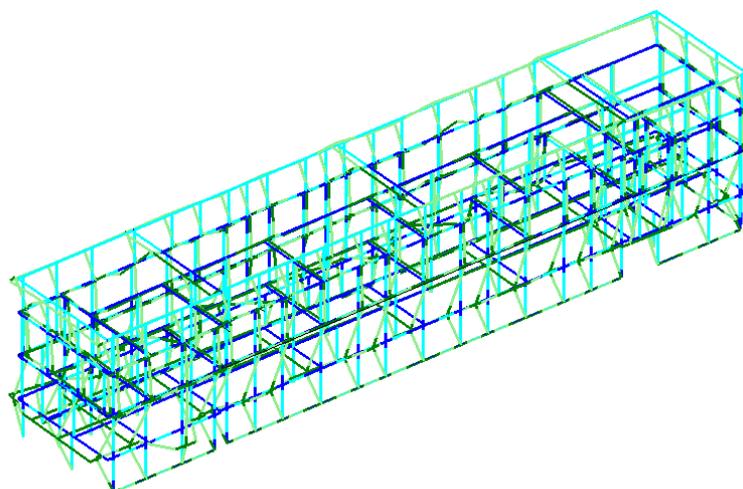


Deformata

Modo 27/28

T = 0.057 sec  
M\*X: 0.2% - Tot: 89.0%  
M\*Y: 0.0% - Tot: 97.4%

Modi di vibrare



Deformata

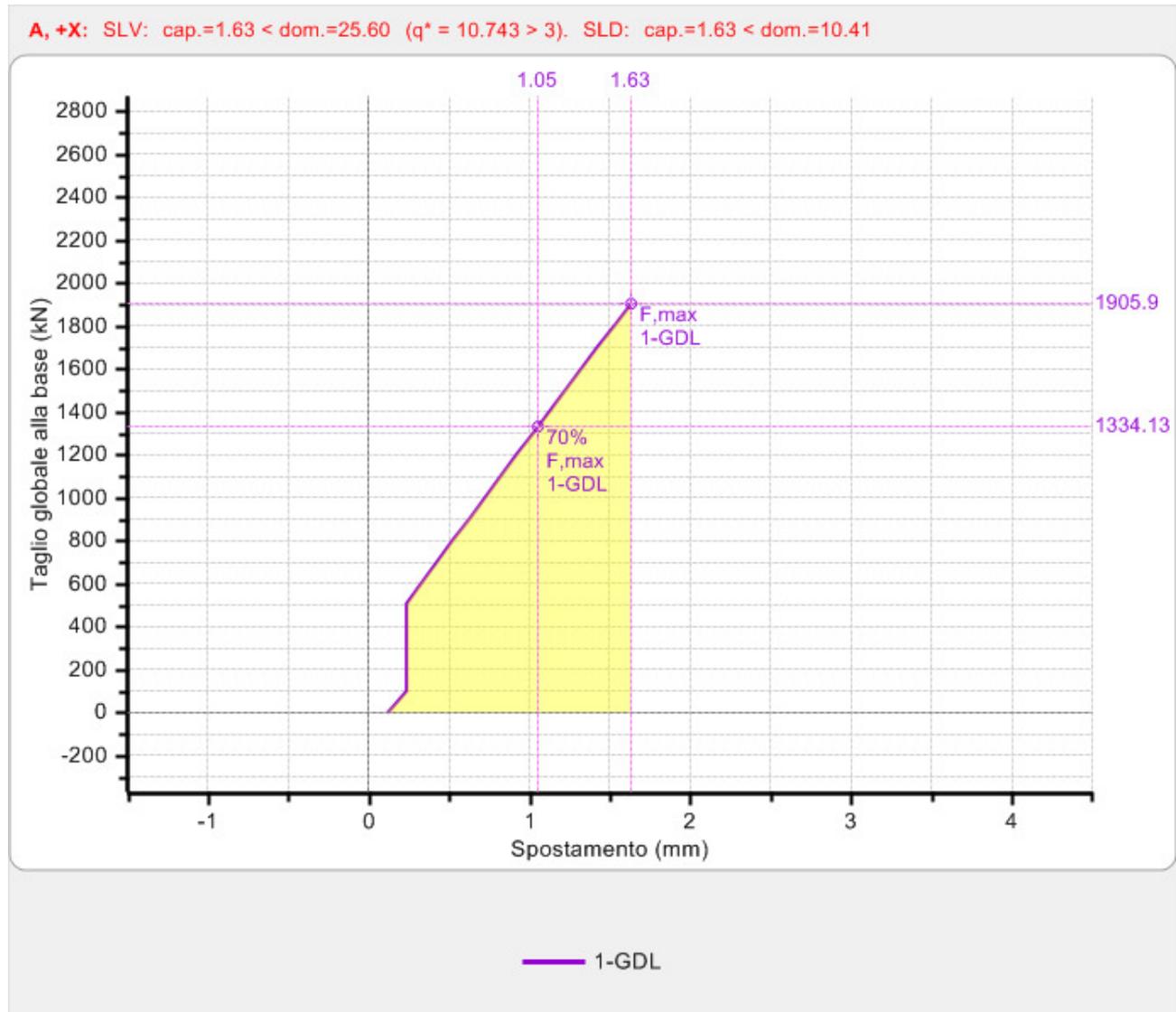
Modo 28/28

T = 0.055 sec  
M\*X: 6.9% - Tot: 95.9%  
M\*Y: 0.0% - Tot: 97.5%

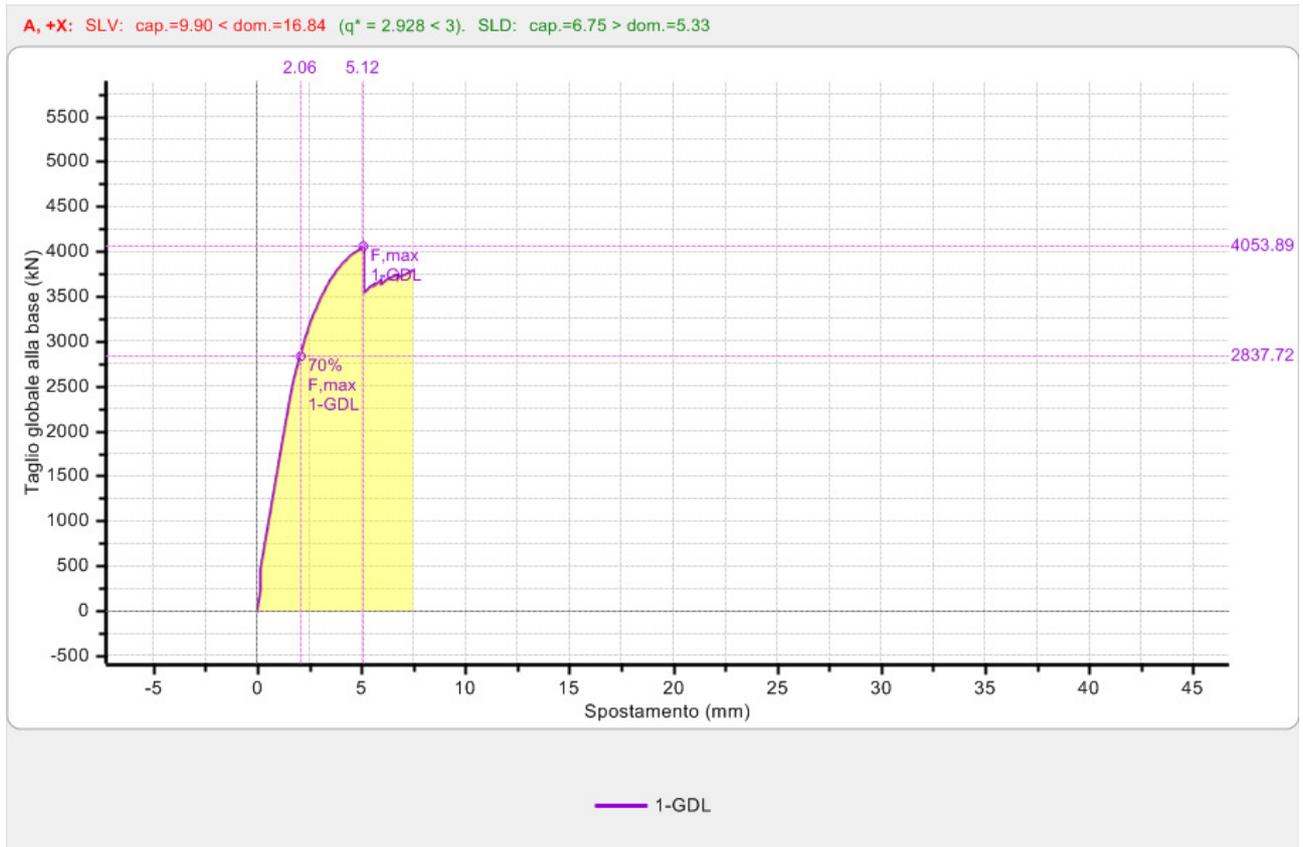
Modi di vibrare

## 2.1) Analisi pushover

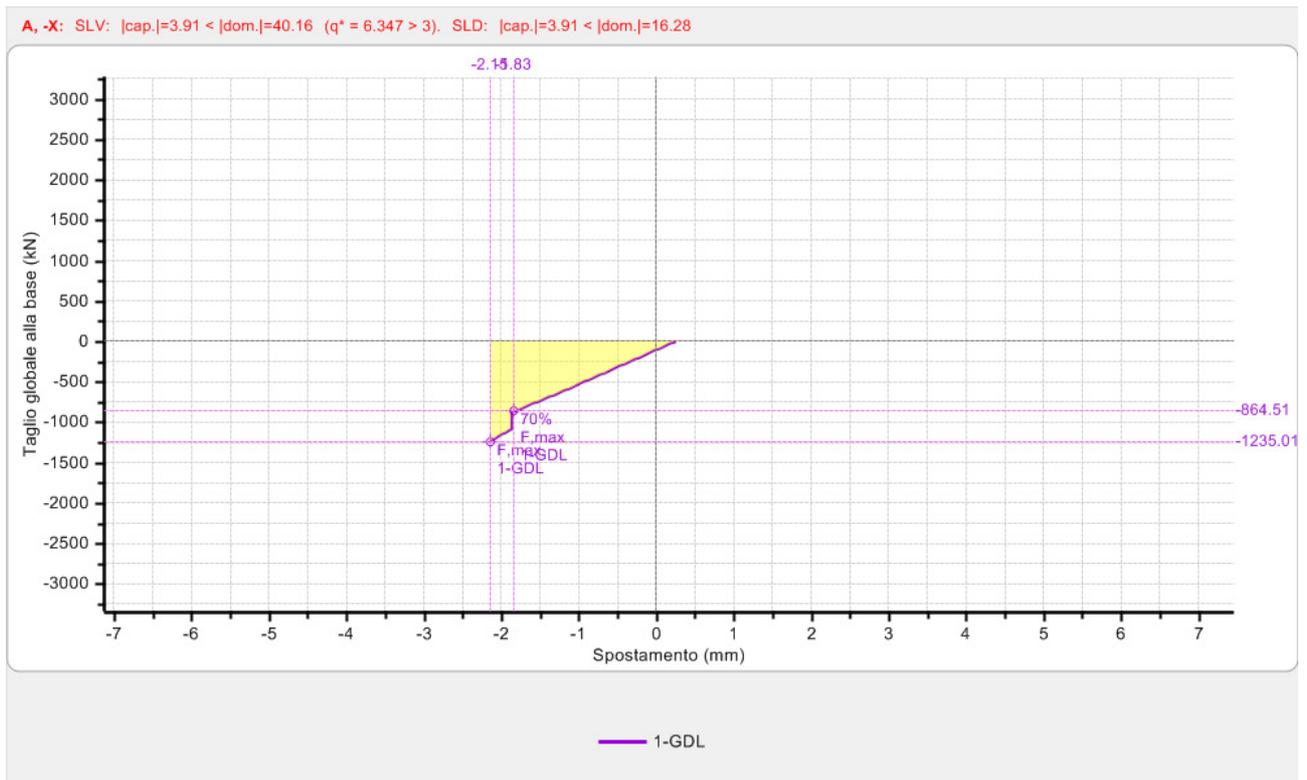
### 2.1.1) Curva A, +X - esistente



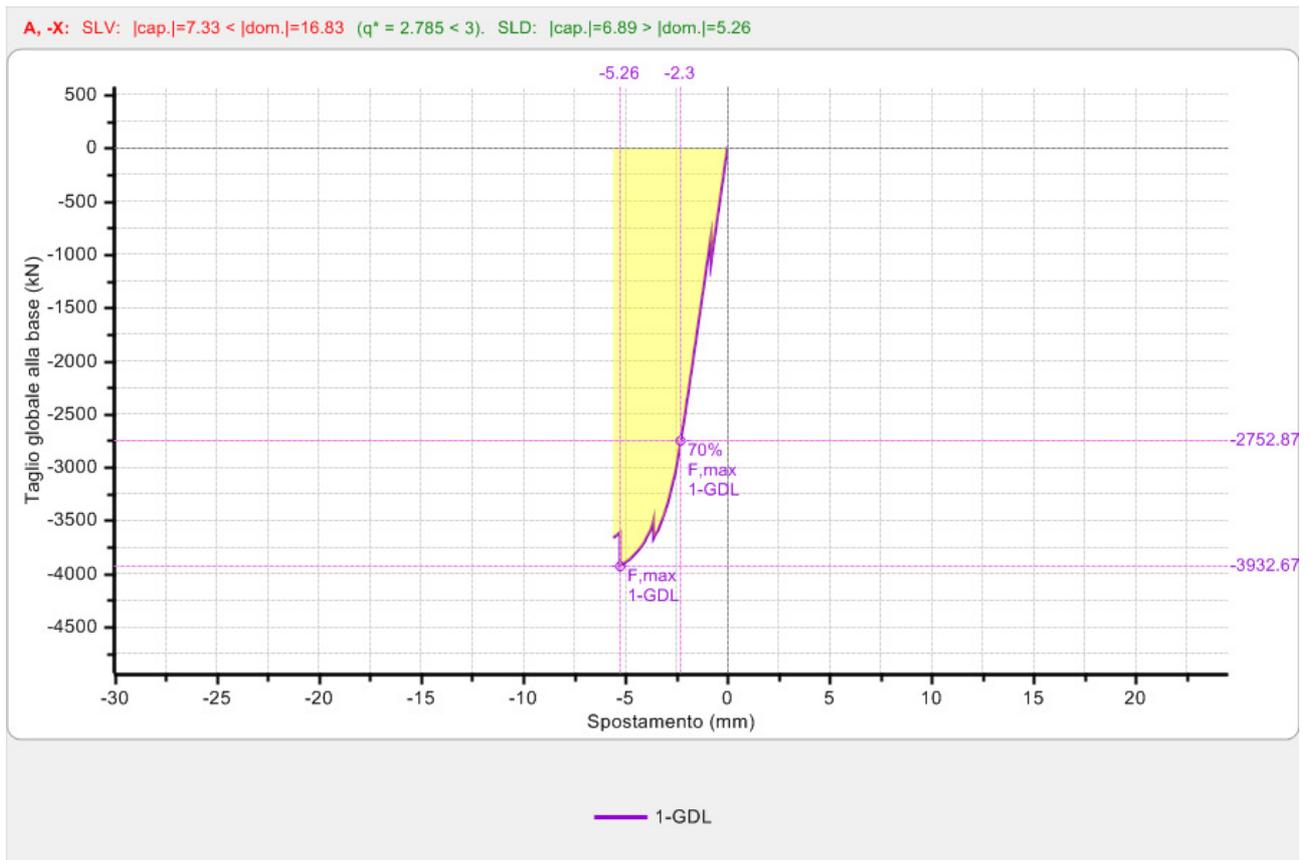
### 2.1.2) Curva A, +X – in progetto



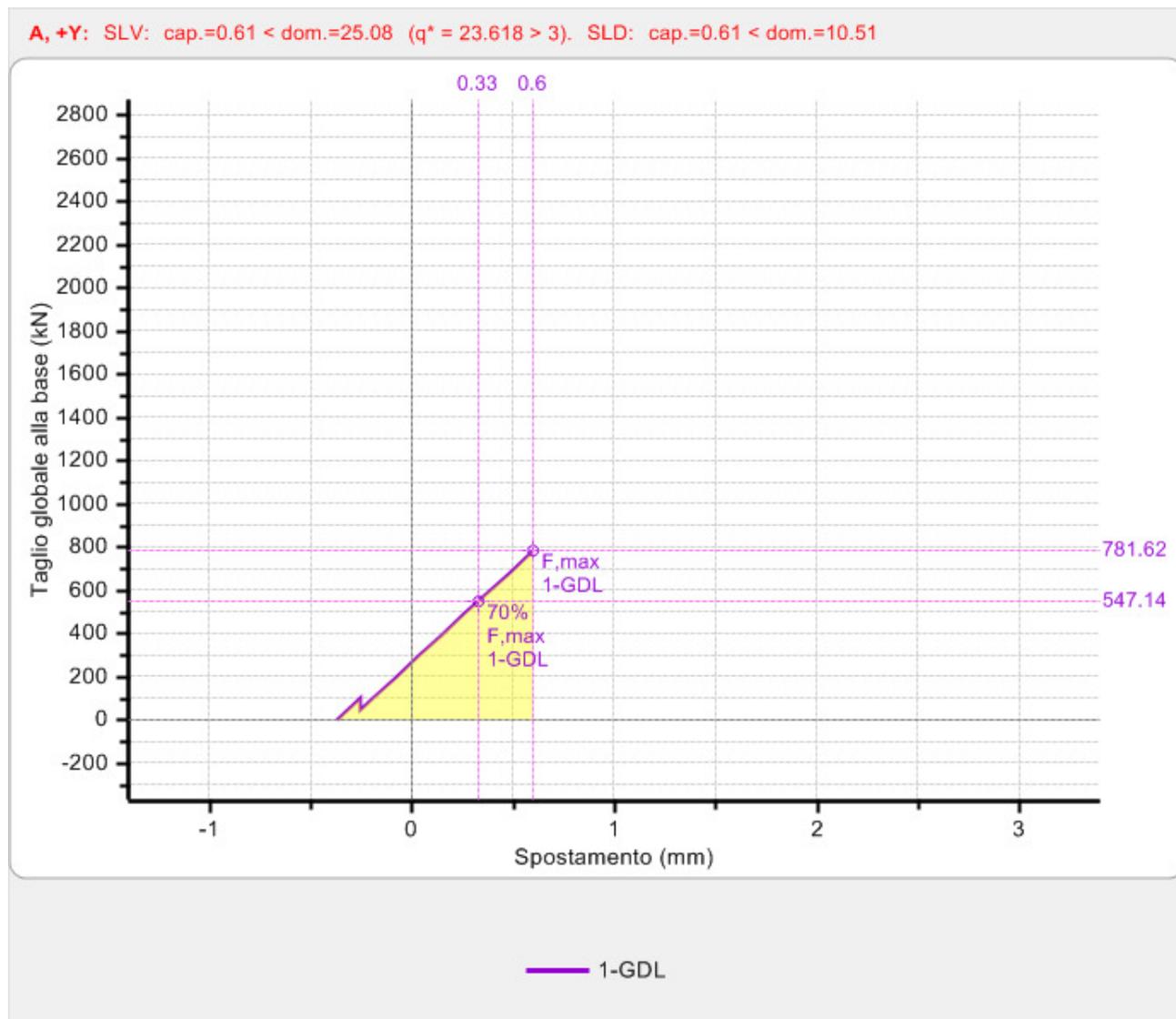
### 2.1.3) Curva A, -X - esistente



### 2.1.4) Curva A, -X – in progetto



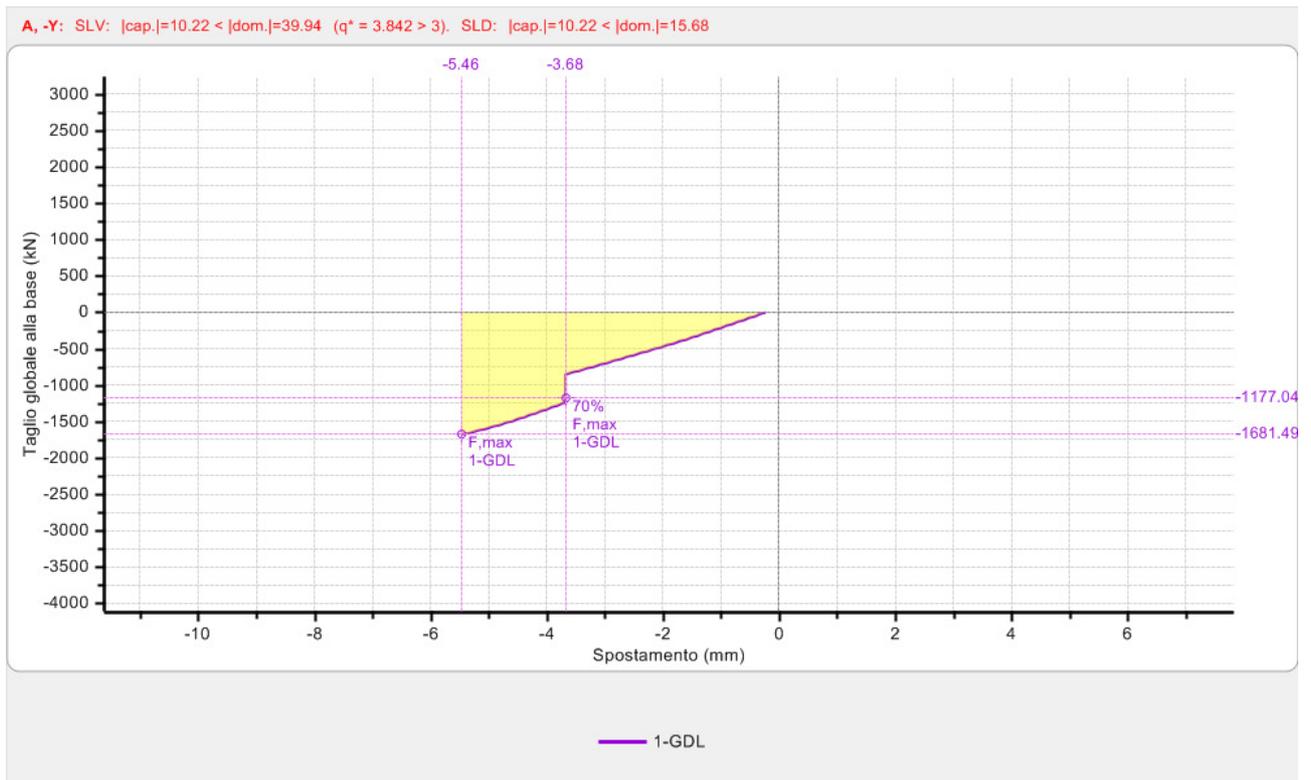
### 2.1.5) Curva A, +Y – esistente



### 2.1.6) Curva A, +Y – in progetto



### 2.1.7) Curva A, -Y – esistente



### 2.1.8) Curva A, -Y – in progetto



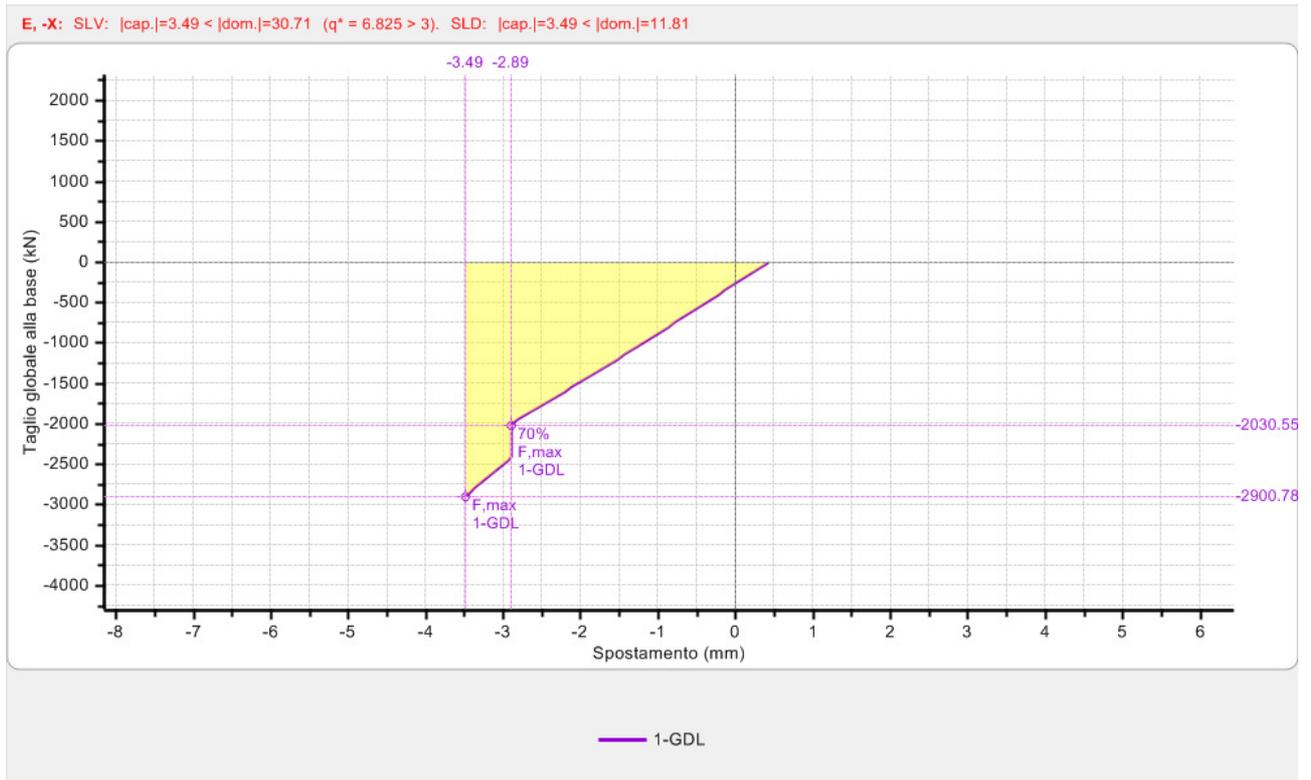
### 2.1.9) Curva E, +X – esistente



### 2.1.10) Curva E, +X – in progetto



### 2.1.11) Curva E, -X – esistente

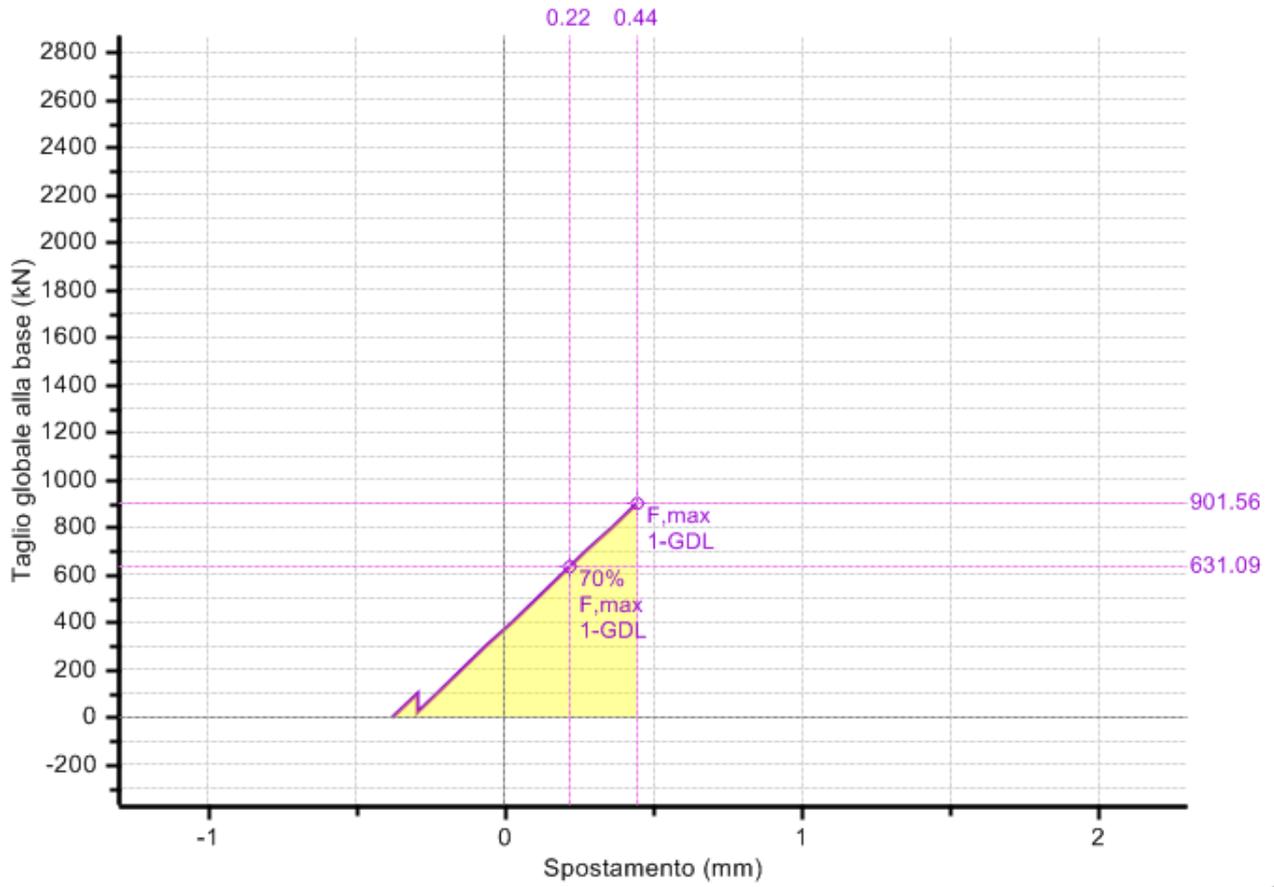


### 2.1.12) Curva E, -X – in progetto



### 2.1.13) Curva E, +Y – esistente

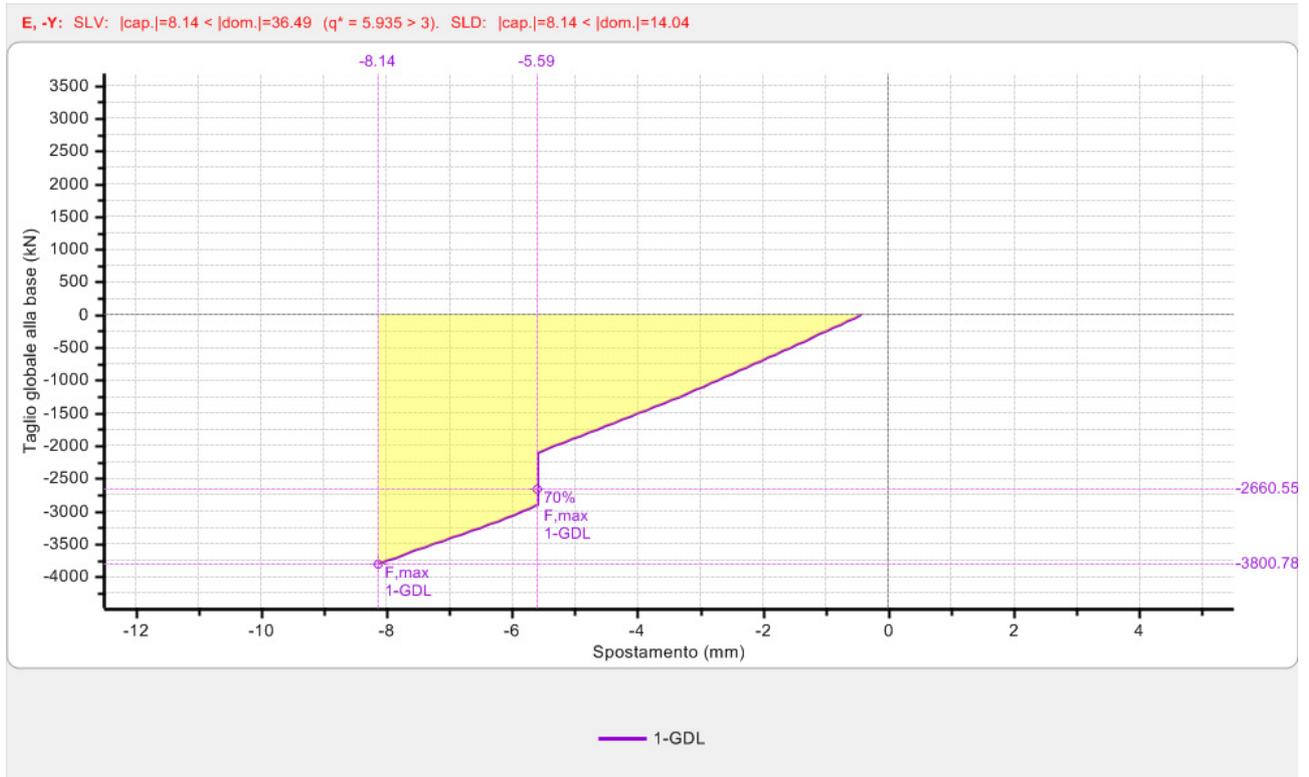
E, +Y: SLV:  $cap.=0.44 < dom.=27.57$  ( $q^* = 35.600 > 3$ ). SLD:  $cap.=0.44 < dom.=10.61$



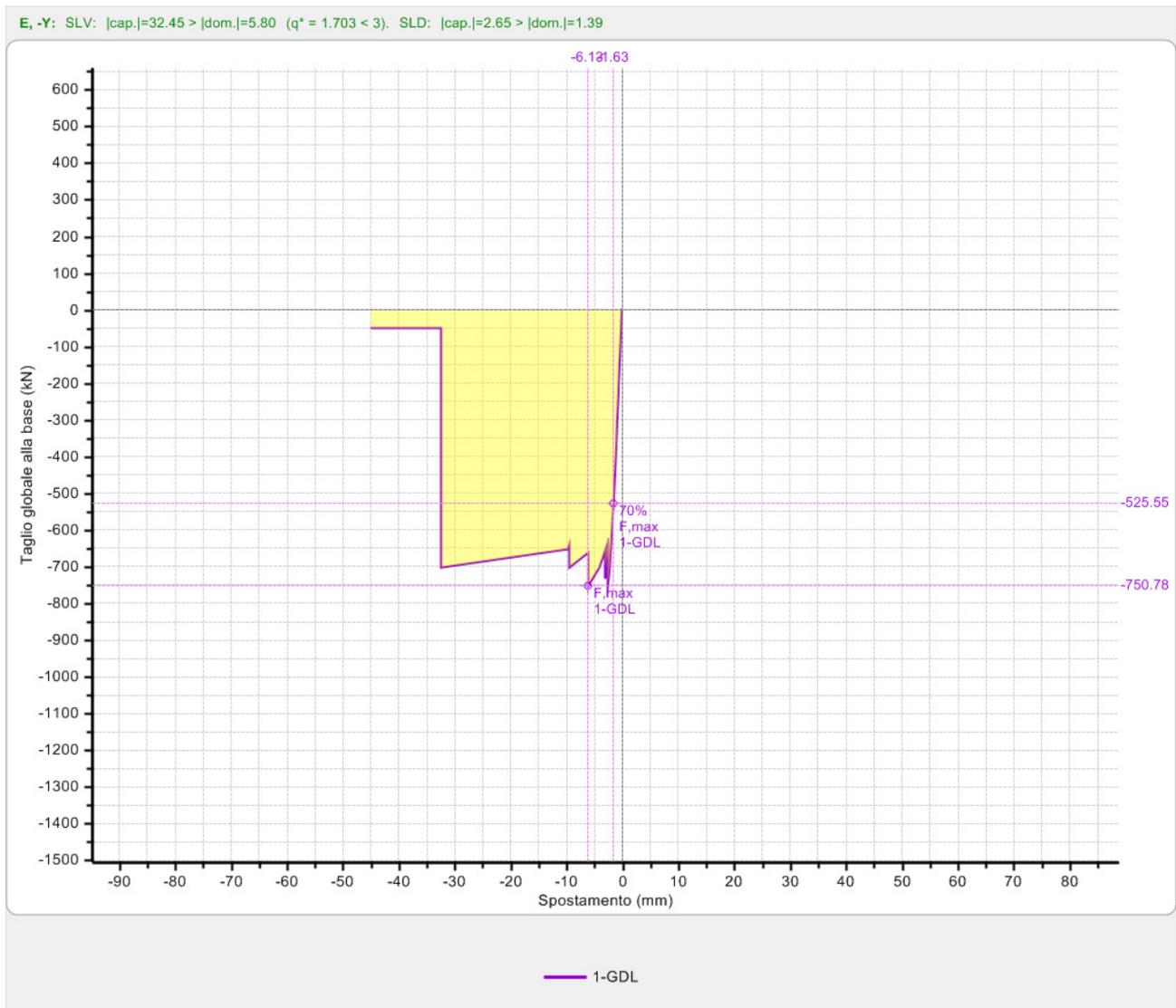
### 2.1.14) Curva E, +Y – in progetto



### 2.1.15) Curva E, -Y – esistente



### 2.1.1) Curva E, -Y – in progetto



### 3) Tabulati di calcolo

#### 3.1) Esistente

##### 3.1.1) SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (A) – Direzione : +x

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

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 845308.50  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1901.56  
 Peso sismico totale W (kN) = 57081.16  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 5820.659  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.033  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = 1901.56

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):  
 - iniziale = 0.12  
 - al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = 1.63, di cui dovuto alle forze orizzontali = 1.51

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

Calcolo della Massa m\* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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<sub>i</sub> traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali φ<sub>i</sub> secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 2 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 54.0% (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 tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidità iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidità fessurate cioè assumendo %K,elast=100% per tutte le aste);
- 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		1849.64	2.62		0.173
2	X	1947.56	8.52		0.563
3	X	1262.66	15.14		1.000
4		589.94	26.27	X	1.735

Dai parametri precedenti risulta:

Massa m\* = Σ(m<sub>i</sub>φ<sub>i</sub>) (k\*kgm) = 3702.31  
 Coefficiente di partecipazione Γ = Σ(m<sub>i</sub>φ<sub>i</sub>) / Σ(m<sub>i</sub>φ<sub>i</sub><sup>2</sup>) = 0.998

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL / Γ) (kN) = 1905.90  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1905.90  
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 1.63

**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) = 1334.13  
 Rigidità elastica: k\* (kN/m) = 845308.50 (=100.000% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico: T\* = 2(m\*/k\*) (sec) = 0.416  
 Punto di snervamento: spostamento dy\* (mm) = 1.48  
 forza Fy\* (kN) = 1905.90

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	712	0.154	2.491	0.276	1.470	1.606	1.470	0.148	0.443	2.216	1.320

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.564 \text{ g}$   
 - in spostamento:  $d^*, e, \max = S_e(T^*) \text{ (mm)} = 24.22$   
 - forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 20474.14$   
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $Fy^* \text{ (kN)} = 1905.90$   
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 10.743$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

**risulta:  $q^* > 3$ : la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.**

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max \text{ (mm)} = 25.66$

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, \max \text{ (mm)} = 25.60$

#### 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) = 25.60

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 1.63

**Rapporto: Capacità/Domanda = 0.064: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.017 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV = 2$  anni.  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 100 \%$   
 (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)	(%)
Dati	712	0.226	10.0
Risultati	150	0.085	100.0

#### Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.085/0.226 = 0.375$   
 - secondo TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 150/712 = 0.216$

#### Indicatore di Rischio Sismico: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:

-  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.085/0.226 = 0.075$   
 - periodi di ritorno:  $TR, CLV = 150$ ;  $TR, DLV = 712$   
 (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:  
 - Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;  
 - Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 100.00  
 90% del Taglio massimo (kN) = 1711.41  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  calcolato = 17.114  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  effettivo = 2.500  
 Edificio non regolare in altezza:  $q = 2.000$

### 3.1.1) SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (A) - Direzione +x

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

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

Resistenza a SLD:  $F, SLD, M-GDL \text{ (kN)} = 1901.56$

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.12  
- al limite di danno: dc,SLD,M-GDL = 1.63, di cui dovuto alle forze orizzontali = 1.51

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 ag, Fo, TC\* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

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)	
SLE - SLD	75	0.065	2.440	0.240	1.500	1.682	1.500	0.135	0.404	1.860	0.840

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
- in accelerazione:  $S,e(T^*) = 0.231 g$   
- in spostamento:  $d^*,e,max = S,De(T^*) (mm) = 9.93$   
- forza di risposta elastica =  $S,e(T^*) m^* (kN) = 8391.91$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
- forza di snervamento  $Fy^* (kN) = 1905.90$   
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 4.403$   
Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

**risultato:  $q^* > 3$ : la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.**

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max (mm) = 10.43$

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max (mm) = 10.41$

#### 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) = 10.41

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 1.63

**Rapporto: Capacità / Domanda = 0.157: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.018 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 2.51377  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 100 %  
(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)	(%)
Dati	75	0.097	63.0
Risultati	55	0.018	100.0

#### Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha,D = PGA,CLD / PGA,DLD (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.018/0.097 = 0.186$   
- secondo TR:  $\alpha,D = TR,CLD / TR,DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 55/75 = 0.733$

### 3.1.1) SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (A) – Direzione : -x

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 419618.40  
Resistenza massima (taglio alla base):  $F,Max,M-GDL (kN) = -2250.78$   
Peso sismico totale W (kN) = 39215.67  
Massa sismica totale M (k\*kgm) = 3998.885  
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.057  
Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F,SLV,M-GDL (kN) = -2250.78$

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.43  
- al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = -3.91, di cui dovuto alle forze orizzontali = -4.34

**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  $m_i$  traslazionali;
  - corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 3 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 46.4% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidezze iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidezze fessurate cioè assumendo  $\%K_{elast}=100\%$  per tutte le aste);
  - 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		1237.45	3.46		0.114
2	X	1338.08	9.13		0.300
3	X	935.63	15.81		0.520
4		387.61	30.39	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \cdot \phi_i)$  (k\*kgm) = 1417.51Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \cdot \phi_i) / \Sigma(m_i \cdot \phi_i^2) = 1.822$ Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -1235.02Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -1235.02Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = -2.15**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) = -864.51Rigidezza elastica:  $k^*$  (kN/m) = 419618.40 (=100.000% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/k^*)$  (sec) = 0.365Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -2.25forza  $Fy^*$  (kN) = -1235.02

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 SLVe:  $SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv$  [§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	712	0.154	2.491	0.276	1.470	1.606	1.470	0.148	0.443	2.216	1.320

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.564 g$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = -18.68
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 7838.96 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -1235.02 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 6.347$ Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:**risulta:  $q^* > 3$ : la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.**Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -22.03**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, \max$  (mm) = -40.16

**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) = -40.16

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -3.91

**Rapporto: Capacità/Domanda = 0.097: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.027 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 6 anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 100 %

(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)	(%)
Dati	712	0.226	10.0
Risultati	200	0.027	100.0

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.027/0.226 = 0.119$

- secondo TR:  $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 200/712 = 0.280$

**Indicatore di Rischio Sismico: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**

-  $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.027/0.226 = 0.119$

- periodi di ritorno: TR,CLV = 200; TR,DLV = 712

(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:

- Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare

dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno

in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;

- Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = -350.78

90% del Taglio massimo (kN) = -2025.70

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  calcolato = 5.775

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

Edificio non regolare in altezza: q = 3.750

### 3.1.1) SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (A) - Direzione –x

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

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

Resistenza a SLD:  $F, \text{SLD, M-GDL}$  (kN) = -2250.78

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.43

- al limite di danno:  $dc, \text{SLD, M-GDL} = -3.91$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = -4.34

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  $a_g, F_0, TC^*$  per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

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	$a, g$	$F_0$	$TC^*$	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.065	2.440	0.240	1.500	1.682	1.500	0.135	0.404	1.860	0.840

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.238 \text{ g}$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) \text{ (mm)} = -7.88$
- forza di risposta elastica  $= S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 3307.05$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^* \text{ (kN)} = -1235.02$   
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.678$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max \text{ (mm)} = -8.93$

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = -16.28$

**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) = -16.28

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -3.91

**Rapporto: Capacità / Domanda = 0.24: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.027 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLD = 5.732129$

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR,CLD = 100 \%$

(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)	(%)
Dati	75	0.097	63.0
Risultati	55	0.027	100.0

**Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha,D = PGA,CLD / PGA,DLD (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.027/0.097 = 0.278$

- secondo TR:  $\alpha,D = TR,CLD / TR,DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 55/75 = 0.733$

### 3.1.2) SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (A) – Direzione : +y

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

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 841042.90

Resistenza massima (taglio alla base):  $F,Max,M-GDL \text{ (kN)} = 801.56$

Peso sismico totale  $W \text{ (kN)} = 57081.16$

Massa sismica totale  $M \text{ (k*kgm)} = 5820.659$

Rapporto forza/peso ( $F,Max,M-GDL / W$ ) = 0.014

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F,SLV,M-GDL \text{ (kN)} = 801.56$

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale:  $dc \text{ (mm)}$ :

- iniziale = -0.38

- al limite ultimo:  $dc,SLV,M-GDL = 0.61$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 0.99

**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  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 36.1% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro  $\%K,elast$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata ( $\%K,elast < 100\%$ ); in Analisi Pushover al tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidezze iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidezze fessurate cioè assumendo  $\%K,elast=100\%$  per tutte le aste);
- 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		1849.64	1.98		0.144
2	X	1947.56	5.92		0.431
3	X	1262.66	13.74		1.000
4		589.94	22.57	X	1.643

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m, i^* \phi, i)$  (k\*kgm) = 3338.14

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m, i^* \phi, i) / \Sigma(m, i^* \phi, i^2) = 1.026$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max, 1-GDL} = (F_{Max, M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 781.62

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV, 1-GDL} = (F_{SLV, M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 781.62

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV, 1-GDL} = (d_{SLV, M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = 0.60

#### 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) = 547.14

Rigidezza elastica:  $k^*$  (kN/m) = 841042.90 (=100.000% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/k^*)$  (sec) = 0.396

Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 0.28

forza  $Fy^*$  (kN) = 781.62

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	712	0.154	2.491	0.276	1.470	1.606	1.470	0.148	0.443	2.216	1.320

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.564 g$

- in spostamento:  $d^*, e, max = S, De(T^*)$  (mm) = 21.95

- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 18460.20

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

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 781.62

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 23.618$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

**risulta:  $q^* > 3$ : la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.**

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, max$  (mm) = 24.45

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, max$  (mm) = 25.08

#### 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) = 25.08

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 0.61

**Rapporto: Capacità/Domanda = 0.024: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA, CLV) = 0.006 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV = 0$  anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 100\%$

(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)	(%)
Dati	712	0.226	10.0
Risultati	250	0.051	100.0

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha, V = \text{PGA, CLV} / \text{PGA, DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.051/0.226 = 0.227$
- secondo TR:  $\alpha, V = \text{TR, CLV} / \text{TR, DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 250/712 = 0.351$

**Indicatore di Rischio Sismico: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**

- $\alpha, V = \text{PGA, CLV} / \text{PGA, DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.051/0.226 = 0.227$
- periodi di ritorno: TR, CLV = 250; TR, DLV = 712
- (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:
  - Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
  - Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 100.00  
 90% del Taglio massimo (kN) = 721.41  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  calcolato = 7.214  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  effettivo = 2.500  
 Edificio non regolare in altezza:  $q = 2.800$

**3.1.3) SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (A) - Direzione +y**

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

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

Resistenza a SLD:  $F, \text{SLD, M-GDL}$  (kN) = 801.56

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale:  $dc$  (mm):

- iniziale = -0.38
- al limite di danno:  $dc, \text{SLD, M-GDL} = 0.61$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 0.99

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

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)	
SLE - SLD	75	0.065	2.440	0.240	1.500	1.682	1.500	0.135	0.404	1.860	0.840

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.238 g$
- in spostamento:  $d^*, e, \text{max} = S, De(T^*)$  (mm) = 9.26
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 7787.88  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 781.62  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 9.964$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

**risultato:  $q^* > 3$ : la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.**

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \text{max}$  (mm) = 10.25

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $F^* d^*, \text{max}$  (mm) = 10.51

**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) = 10.51  
 Capacità di spostamento a SLD (mm) = 0.61

**Rapporto: Capacità / Domanda = 0.058: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.005 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 0.3194336  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 100 %  
 (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 (%)
Dati	75	0.097	63.0
Risultati	65	0.034	100.0

**Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha, D = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD}(=\text{PGA in input per SLD}) = 0.034/0.097 = 0.352$
- secondo TR:  $\alpha, D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD}(=\text{TR in input per SLD}) = 65/75 = 0.866$

**3.1.1) SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (A) – Direzione : -y****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 285199.50  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -3150.78  
 Peso sismico totale W (kN) = 39215.67  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 3998.885  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.08  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = -3150.78

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):  
 - iniziale = -0.43  
 - al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = -10.22, di cui dovuto alle forze orizzontali = -9.79

**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<sub>i</sub> traslazionali;
  - corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 2 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 21.3% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidezze iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidezze fessurate cioè assumendo %K,elast=100% per tutte le aste);
  - 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 e 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		1237.45	1.97		0.063
2	X	1338.08	4.73		0.152
3	X	935.63	8.98		0.290
4		387.61	31.02	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa m\* =  $\Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 940.79  
 Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.874$

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -1681.49  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -1681.49  
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -5.46

**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) = -1177.04  
 Rigidezza elastica: k\* (kN/m) = 285199.50 (=100.000% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico: T\* = 2(m\*/k\*) (sec) = 0.361  
 Punto di snervamento: spostamento dy\* (mm) = -4.75  
 forza Fy\* (kN) = -1354.27

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

e: 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  $T_R$  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	$T_R$	$a_g$	$F_o$	$T_C^*$	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLU - SLV	712	0.154	2.491	0.276	1.470	1.606	1.470	0.148	0.443	2.216	1.320

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.564 g$

- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) (mm) = -18.24$

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^* (kN) = 5202.66$

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

- forza di snervamento  $F_y^* (kN) = -1354.27$

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 3.842$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

**risultato:  $q^* > 3$ : la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.**

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max (mm) = -21.31$

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $F^* d^*,max (mm) = -39.94$

#### 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) = -39.94

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -10.22

**Rapporto: Capacità/Domanda = 0.256: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.069 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_R,CLV = 36$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $V_R = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 87.305 \%$

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

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

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

#### Riepilogo per SLV

	$T_R$	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	712	0.226	10.0
Risultati	200	0.069	87.3

#### Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.069/0.226 = 0.305$

- secondo  $T_R$ :  $\alpha,V = T_R,CLV / T_R,DLV (=T_R \text{ in input per SLV}) = 200/712 = 0.280$

#### Indicatore di Rischio Sismico: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:

-  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.069/0.226 = 0.305$

- periodi di ritorno:  $T_R,CLV = 200$ ;  $T_R,DLV = 712$

(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:

- Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare

dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno

in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;

- Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = -100.78

90% del Taglio massimo (kN) = -2835.70

Rapporto  $\alpha,u/\alpha,1$  calcolato = 28.137

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

Edificio non regolare in altezza:  $q = 2.720$

### 3.1.2) SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (A) - Direzione -y

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

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

Resistenza a SLD:  $F_{SLD,M-GDL}$  (kN) = -3150.78

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.43

- al limite di danno:  $dc_{SLD,M-GDL}$  = -10.22, di cui dovuto alle forze orizzontali = -9.79

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

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)	
SLE - SLD	75	0.065	2.440	0.240	1.500	1.682	1.500	0.135	0.404	1.860	0.840

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S,e(T^*)$  = 0.238 g

- in spostamento:  $d^*,e,max$  =  $S,De(T^*)$  (mm) = -7.70

- forza di risposta elastica =  $S,e(T^*)$  m\* (kN) = 2194.87

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

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -1354.27

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^*$  = 1.621

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -8.37

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -15.68

#### 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) = -15.68

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -10.22

**Rapporto: Capacità / Domanda = 0.652: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{CLD}$ ) = 0.069 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{CLD}$  = 36.45283

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{CLD}$  = 87.222 %

(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)	(%)
Dati	75	0.097	63.0
Risultati	36	0.069	87.2

#### Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha,D = PGA_{CLD} / PGA_{DLD}(=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.069/0.097 = 0.711$

- secondo TR:  $\alpha,D = TR_{CLD} / TR_{DLD}(=TR \text{ in input per SLD}) = 36/75 = 0.486$

### 3.1.3) SLV di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (E) – Direzione : +x

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

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 1152074.00  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 2501.56  
 Peso sismico totale W (kN) = 57081.16  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 5820.659  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.044  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = 2501.56

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):  
 - iniziale = 0.12  
 - al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = 1.63, di cui dovuto alle forze orizzontali = 1.52

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

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

è stata scelta l'opzione Γ=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\* = Σ(m,i) (k\*kgm) = 5820.66  
 Coefficiente di partecipazione Γ = 1.000

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL / Γ) (kN) = 2501.56  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 2501.56  
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 1.63

**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) = 1751.09  
 Rigidezza elastica: k\* (kN/m) = 1152074.00 (=100.000% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico: T\* = 2(m\*/k\*) (sec) = 0.447  
 Punto di snervamento: spostamento dy\* (mm) = 1.56  
 forza Fy\* (kN) = 2501.56

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

Stato Limite	TR	a, g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLV - SLV	712	0.154	2.491	0.276	1.470	1.606	1.470	0.148	0.443	2.216	1.320

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione: S,e(T\*) = 0.559 g  
 - in spostamento: d\*,e,max = S,De(T\*) (mm) = 27.71  
 - forza di risposta elastica = S,e(T\*) m\* (kN) = 31928.79  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento Fy\* (kN) = 2501.56  
 (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\* = 12.764  
 Controllo su q\* secondo §7.8.1.6:  
**risulta: q\* > 3: la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.**  
 Risposta in spostamento del sistema anelastico: d\*,max (mm) = 27.71

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: Γ d\*,max (mm) = 27.71

**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) = 27.71  
 Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 1.63

**Rapporto: Capacità/Domanda = 0.059: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.017 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 2 anni.  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 100 %  
 (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)	(%)
Dati	712	0.226	10.0
Risultati	150	0.107	100.0

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.107/0.226 = 0.475$
- secondo TR:  $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 150/712 = 0.210$

**Indicatore di Rischio Sismico: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**

- $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.107/0.226 = 0.475$
- periodi di ritorno: TR,CLV = 150; TR,DLV = 712
- (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:
  - Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
  - Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 100.00  
 90% del Taglio massimo (kN) = 2251.41  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  calcolato = 22.514  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  effettivo = 2.500  
 Edificio non regolare in altezza: q = 3.750

**3.1.4) SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (E) - Direzione +x**

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

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

Resistenza a SLD: F,SLD,M-GDL (kN) = 2501.56

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.12
- al limite di danno: dc,SLD,M-GDL = 1.63, di cui dovuto alle forze orizzontali = 1.52

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, 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)	
SLE - SLD	75	0.065	2.440	0.240	1.500	1.682	1.500	0.135	0.404	1.860	0.840

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T\*) = 0.215 g
- in spostamento: d\*,e,max = S,De(T\*) (mm) = 10.66
- forza di risposta elastica = S,e(T\*) m\* (kN) = 12284.09  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy\* (kN) = 2501.56  
 (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\* = 4.911

Controllo su q\* secondo §7.8.1.6:

**risulta: q\* > 3: la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.**

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d\*,max (mm) = 10.66

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, \text{max}$  (mm) = 10.66

**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) = 10.66

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 1.63

**Rapporto: Capacità / Domanda = 0.153: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.017 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 2.221191

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

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 100 %

(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)	(%)
Dati	75	0.097	63.0
Risultati	20	0.017	100.0

**Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha_D = \text{PGA}_{CLD} / \text{PGA}_{DLD} (= \text{PGA in input per SLD}) = 0.017/0.097 = 0.175$

- secondo TR:  $\alpha_D = \text{TR}_{CLD} / \text{TR}_{DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 20/75 = 0.266$

### 3.1.5) SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (E) – Direzione : -x

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 644706.30

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -2900.78

Peso sismico totale W (kN) = 39215.67

Massa sismica totale M (k\*kgm) = 3998.885

Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.074

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = -2900.78

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.43

- al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = -3.49, di cui dovuto alle forze orizzontali = -3.92

**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\* =  $\Sigma(m_i)$  (k\*kgm) = 3998.89

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -2900.78

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -2900.78

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -3.49

**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) = -2030.55

Rigidità elastica: k\* (kN/m) = 644706.30 (=100.000% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico: T\* =  $2(m^*/k^*)$  (sec) = 0.495

Punto di snervamento: spostamento dy\* (mm) = -3.55

forza Fy\* (kN) = -2900.78

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	712	0.154	2.491	0.276	1.470	1.606	1.470	0.148	0.443	2.216	1.320

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.505 \text{ g}$   
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = -30.71$   
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 19797.34$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
- forza di snervamento  $Fy^* \text{ (kN)} = -2900.78$   
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 6.825$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

**risulta:  $q^* > 3$ : la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.**

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max \text{ (mm)} = -30.71$

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = -30.71$

**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) = -30.71

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -3.49

**Rapporto: Capacità/Domanda = 0.114: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.031 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLV = 8$  anni.  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,  
ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 99.991 \%$   
(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)	(%)
Dati	712	0.226	10.0
Risultati	100	0.031	100.0

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV(=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.031/0.226 = 0.137$

- secondo TR:  $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV(=TR \text{ in input per SLV}) = 100/712 = 0.140$

**Indicatore di Rischio Sismico: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**

-  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV(=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.031/0.226 = 0.137$

- periodi di ritorno:  $TR,CLV = 100$ ;  $TR,DLV = 712$

(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:

- Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
- Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = -350.78

90% del Taglio massimo (kN) = -2610.70

Rapporto  $\alpha,u/\alpha,1$  calcolato = 7.443

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

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

### 3.1.6) SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (E) - Direzione –x

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

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

Resistenza a SLD:  $F,SLD,M-GDL \text{ (kN)} = -2900.78$

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale:  $dc \text{ (mm)}$ :

- iniziale = 0.43

- al limite di danno:  $dc,SLD,M-GDL = -3.49$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = -3.92

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

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)	
SLE - SLD	75	0.065	2.440	0.240	1.500	1.682	1.500	0.135	0.404	1.860	0.840

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.194 \text{ g}$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) \text{ (mm)} = -11.81$
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 7616.70$   
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^* \text{ (kN)} = -2900.78$   
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.626$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max \text{ (mm)} = -11.81$

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = -11.81$

**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) = -11.81

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -3.49

**Rapporto: Capacità / Domanda = 0.295: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.031 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLD = 7.926465$

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR,CLD = 99.992 \%$

(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)	(%)
Dati	75	0.097	63.0
Risultati	55	0.031	100.0

**Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha,D = PGA,CLD / PGA,DLD (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.031/0.097 = 0.320$

- secondo TR:  $\alpha,D = TR,CLD / TR,DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 55/75 = 0.733$

**3.1.7) SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (E) – Direzione : +y****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1164144.00

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL} \text{ (kN)} = 901.56$

Peso sismico totale  $W \text{ (kN)} = 57081.16$

Massa sismica totale  $M \text{ (k*kgm)} = 5820.659$

Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.016

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL} \text{ (kN)} = 901.56$

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale:  $dc \text{ (mm)}$ :

- iniziale = -0.38

- al limite ultimo:  $dc,SLV,M-GDL = 0.44$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 0.83

**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 (Y):

Massa  $m^* = \Sigma(m,i) \text{ (k*kgm)} = 5820.66$

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 901.56  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 901.56  
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = 0.44

**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) = 631.09  
 Rigidezza elastica:  $k^*$  (kN/m) = 1164144.00 (=100.000% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/k^*)$  (sec) = 0.444  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 0.12  
 forza  $Fy^*$  (kN) = 901.56

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	712	0.154	2.491	0.276	1.470	1.606	1.470	0.148	0.443	2.216	1.320

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S,e(T^*) = 0.562 g$   
 - in spostamento:  $d^*,e,max = S,De(T^*)$  (mm) = 27.57  
 - forza di risposta elastica =  $S,e(T^*) m^*$  (kN) = 32095.62  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 901.56  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 35.600$   
 Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:  
**risulta:  $q^* > 3$ : la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.**  
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 27.57

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = 27.57

**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) = 27.57  
 Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 0.44

**Rapporto: Capacità/Domanda = 0.016: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.006 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLV = 0$  anni.  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 100 \%$   
 (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)	(%)
Dati	712	0.226	10.0
Risultati	200	0.074	100.0

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV(=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.074/0.226 = 0.327$   
 - secondo TR:  $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV(=TR \text{ in input per SLV}) = 200/712 = 0.280$

**Indicatore di Rischio Sismico: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**

-  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV(=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.006/0.226 = 0.027$   
 - periodi di ritorno:  $TR,CLV = 200$ ;  $TR,DLV = 712$   
 (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:  
 - Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;

- Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 100.00  
 90% del Taglio massimo (kN) = 811.41  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 8.114  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500  
 Edificio non regolare in altezza:  $q = 2.800$

### 3.1.8) SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (E) - Direzione +y

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

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

Resistenza a SLD:  $F_{SLD, M-GDL}$  (kN) = 901.56

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale:  $d_c$  (mm):

- iniziale = -0.38

- al limite di danno:  $d_c, SLD, M-GDL = 0.44$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 0.83

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  $ag, F_0, TC^*$  per i periodi di ritorno  $TR$  associati allo Stato Limite SLD

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

$ag$  = 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 <sub>0</sub>	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	F <sub>v</sub>
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.065	2.440	0.240	1.500	1.682	1.500	0.135	0.404	1.860	0.840

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.216$  g

- in spostamento:  $d^*, e, max = S, De(T^*)$  (mm) = 10.61

- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 12348.27

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 901.56

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 13.697$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

**risultato:  $q^* > 3$ : la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.**

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, max$  (mm) = 10.61

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, max$  (mm) = 10.61

#### 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) = 10.61

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 0.44

**Rapporto: Capacità / Domanda = 0.042: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA, CLD) = 0.005 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLD = 0.1731445$

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR, CLD = 100$  %

(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)	(%)
Dati	75	0.097	63.0
Risultati	36	0.043	100.0

-----  
**Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha, D = \text{PGA, CLD} / \text{PGA, DLD} (= \text{PGA in input per SLD}) = 0.043/0.097 = 0.452$
  - secondo TR:  $\alpha, D = \text{TR, CLD} / \text{TR, DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 36/75 = 0.486$
- 

### 3.1.9) SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (E) – Direzione : -y

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

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 456521.90  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -3800.78  
 Peso sismico totale W (kN) = 39215.67  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 3998.885  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.097  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = -3800.78

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.43
- al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = -8.14, di cui dovuto alle forze orizzontali = -7.71

**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 (Y):

Massa  $m^* = \Sigma(m, i)$  (k\*kgm) = 3998.89  
 Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -3800.78  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -3800.78  
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -8.14

**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) = -2660.55  
 Rigidezza elastica:  $k^*$  (kN/m) = 456521.90 (=100.000% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/k^*)$  (sec) = 0.588  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -6.15  
 forza  $Fy^*$  (kN) = -2806.94

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	712	0.154	2.491	0.276	1.470	1.606	1.470	0.148	0.443	2.216	1.320

-----

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.425 g$
- in spostamento:  $d^*, e, max = S, De(T^*)$  (mm) = -36.49
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 16659.29  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -2806.94  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 5.935$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

**risultato:  $q^* > 3$ : la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.**

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, max$  (mm) = -36.49

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, max$  (mm) = -36.49

**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) = -36.49  
 Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -8.14

**Rapporto: Capacità/Domanda = 0.223: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.062 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 30 anni.  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 91.855 %  
 (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)	(%)
Dati	712	0.226	10.0
Risultati	300	0.062	91.9

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.062/0.226 = 0.274$
- secondo TR:  $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 300/712 = 0.421$

**Indicatore di Rischio Sismico: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**

- $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.062/0.226 = 0.274$
- periodi di ritorno: TR,CLV = 300; TR,DLV = 712
- (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:
- Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
- Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = -150.78  
 90% del Taglio massimo (kN) = -3420.70  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 22.687  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500  
 Edificio non regolare in altezza: q = 3.100

### 3.1.10) SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (E) - Direzione -y

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

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

Resistenza a SLD: F,SLD,M-GDL (kN) = -3800.78

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.43
- al limite di danno: dc,SLD,M-GDL = -8.14, di cui dovuto alle forze orizzontali = -7.71

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 ag, Fo, TC\* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

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)	
SLE - SLD	75	0.065	2.440	0.240	1.500	1.682	1.500	0.135	0.404	1.860	0.840

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.163$  g
- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*)$  (mm) = -14.04
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*)$  m\* (kN) = 6409.39  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -2806.94

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.283$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,\max$  (mm) = -14.04

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,\max$  (mm) = -14.04

**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) = -14.04

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -8.14

**Rapporto: Capacità / Domanda = 0.58: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.062 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLD = 30.74756$

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR,CLD = 91.277$  %

(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**

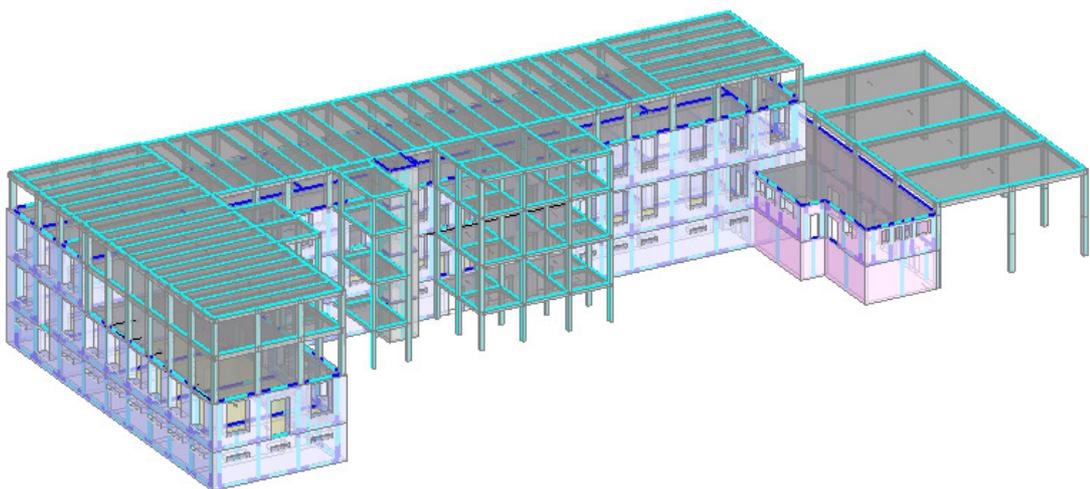
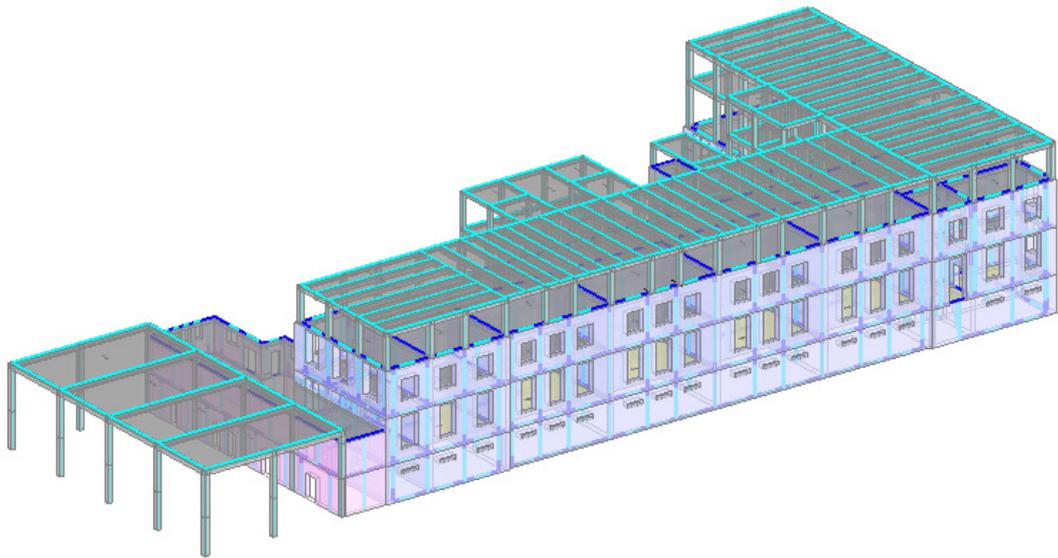
	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	75	0.097	63.0
Risultati	31	0.062	91.3

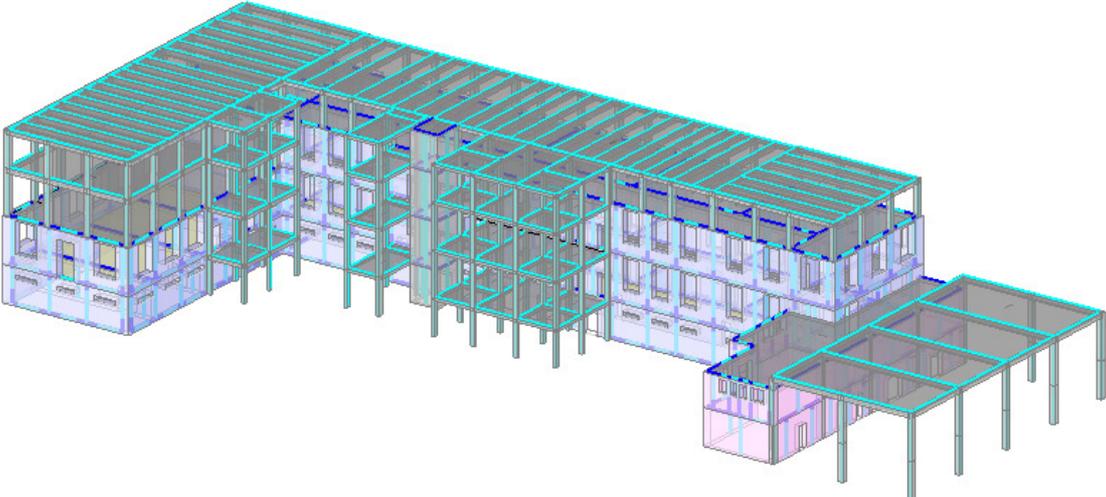
**Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha,D = PGA,CLD / PGA,DLD(=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.062/0.097 = 0.639$

- secondo TR:  $\alpha,D = TR,CLD / TR,DLD(=TR \text{ in input per SLD}) = 31/75 = 0.410$

Modello di calcolo struttura esistente





### 3.1) Progetto

#### 3.1.1) SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (A) – Direzione : +x

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

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 1346983.00  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 5350.78  
 Peso sismico totale W (kN) = 36998.79  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 3772.827  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.145  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = 5000.78

Punto di controllo ubicato al 3° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):  
 - iniziale = -0.02  
 - al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = 9.90, di cui dovuto alle forze orizzontali = 9.92

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

Calcolo della Massa m\* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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<sub>i</sub> traslazionali;
  - corrispondenti spostamenti modali φ<sub>i</sub> secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 3 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 68.0% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidezze iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidezze fessurate cioè assumendo %K,elast=100% per tutte le aste);
  - 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		1141.20	4.29		0.165
2	X	1166.12	13.75		0.527
3	X	866.51	21.58		0.827
4	X	365.08	26.09	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa m\* = Σ(m<sub>i</sub>φ<sub>i</sub>) (k\*kgm) = 2014.88  
 Coefficiente di partecipazione Γ = Σ(m<sub>i</sub>φ<sub>i</sub>) / Σ(m<sub>i</sub>φ<sub>i</sub><sup>2</sup>) = 1.320

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL / Γ) (kN) = 4053.89  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 3788.72  
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 7.50

##### 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) = 2837.72  
 Rigidezza elastica: k\* (kN/m) = 1346983.00 (=100.000% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico: T\* = 2(m\*/k\*) (sec) = 0.243  
 Punto di snervamento: spostamento dy\* (mm) = 2.82  
 forza Fy\* (kN) = 3805.04

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	712	0.154	2.491	0.276	1.470	1.606	1.470	0.148	0.443	2.216	1.320

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.564 \text{ g}$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) \text{ (mm)} = 8.27$
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 11142.47$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^* \text{ (kN)} = 3805.04$   
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.928$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max \text{ (mm)} = 12.76$

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = 16.84$

**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) = 16.84

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 9.90

**Rapporto: Capacità/Domanda = 0.588: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.153 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 215 anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 29.409 %

(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)	(%)
Dati	712	0.226	10.0
Risultati	215	0.153	29.4

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.153/0.226 = 0.677$

- secondo TR:  $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 215/712 = 0.302$

**Indicatore di Rischio Sismico: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**

-  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.153/0.226 = 0.677$

- periodi di ritorno: TR,CLV = 215; TR,DLV = 712

(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:

- Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare

dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno

in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;

- Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 2150.78

90% del Taglio massimo (kN) = 4815.70

Rapporto  $\alpha,u/\alpha,1 = 2.239$

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.359$

### 3.1.2) SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (A) - Direzione +x

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

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

Resistenza a SLD:  $F_{SLD,M-GDL}$  (kN) = 5350.78

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

- iniziale = -0.02

- al limite di danno:  $dc_{SLD,M-GDL}$  = 6.75, di cui dovuto alle forze orizzontali = 6.77

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  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati allo Stato Limite SLD

e:  $SS$ ,  $CC$ ,  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$ ,  $F_v$  [§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  $T_C$  dipendente dal sottosuolo;

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

$T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  = periodi di spettro;

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

Stato Limite	$T_R$	$a_g$	$F_o$	$T_C^*$	$SS$	$CC$	$S$	$T_B$	$T_C$	$T_D$	$F_v$
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.065	2.440	0.240	1.500	1.682	1.500	0.135	0.404	1.860	0.840

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*)$  = 0.238 g

- in spostamento:  $d^*,e,max$  =  $S_{De}(T^*)$  (mm) = 3.49

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 4700.72

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 3805.04

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^*$  = 1.235

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 4.04

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = 5.33

#### 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) = 5.33

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 6.75

**Rapporto: Capacità / Domanda = 1.267: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{CLD}$ ) = 0.117 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_R,CLD$  = 111.9873

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $V_R$  = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{CLD}$  = 48.815 %

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{CLD}$  e  $T_R,CLD$  minori,

e  $PVR_{CLD}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{CLD}$  e  $T_R,CLD$  maggiori, e  $PVR_{CLD}$  minore).

#### Riepilogo per SLD

	$T_R$	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	75	0.097	63.0
Risultati	112	0.117	48.8

#### Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha_D = PGA_{CLD} / PGA_{DLD}(=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.117/0.097 = 1.206$

- secondo  $T_R$ :  $\alpha_D = T_R,CLD / T_R,DLD(=T_R \text{ in input per SLD}) = 112/75 = 1.493$

### 3.1.3) SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (A) – Direzione : -x

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1346983.00  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -5150.78  
 Peso sismico totale W (kN) = 33449.66  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 3410.916  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.154  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = -4800.78

Punto di controllo ubicato al 3° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):  
 - iniziale = -0.02  
 - al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = -7.33, di cui dovuto alle forze orizzontali = -7.31

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

Calcolo della Massa m\* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§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<sub>i</sub> traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali φ<sub>i</sub> secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 3 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 68.4% (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 tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidità iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidità fessurate cioè assumendo %K,elast=100% per tutte le aste);
- 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		1141.20	4.29		0.165
2	X	1166.12	13.75		0.527
3	X	866.51	21.58		0.827
4	X	365.08	26.09	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa m\* = Σ(m<sub>i</sub>φ<sub>i</sub><sup>2</sup>) (k\*kgm) = 1841.31  
 Coefficiente di partecipazione Γ = Σ(m<sub>i</sub>φ<sub>i</sub><sup>2</sup>) / Σ(m<sub>i</sub>φ<sub>i</sub><sup>2</sup>) = 1.310

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL / Γ) (kN) = -3932.67  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -3665.45  
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -5.59

**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) = -2752.87  
 Rigidità elastica: k\* (kN/m) = 1197457.00 (=88.899% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico: T\* = 2(m\*/k\*) (sec) = 0.246  
 Punto di snervamento: spostamento dy\* (mm) = -3.05  
 forza Fy\* (kN) = -3655.61

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 (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLU - SLV	712	0.154	2.491	0.276	1.470	1.606	1.470	0.148	0.443	2.216	1.320

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.564 \text{ g}$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = -8.50$
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 10182.60$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^* \text{ (kN)} = -3655.61$   
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.785$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risultato:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max \text{ (mm)} = -12.85$

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = -16.83$

**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) = -16.83

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -7.33

**Rapporto: Capacità/Domanda = 0.435: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.124 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLV = 127$  anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 44.671 \%$

(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)	(%)
Dati	712	0.226	10.0
Risultati	127	0.124	44.7

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV(=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.124/0.226 = 0.549$

- secondo TR:  $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV(=TR \text{ in input per SLV}) = 127/712 = 0.178$

**Indicatore di Rischio Sismico: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**

-  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV(=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.124/0.226 = 0.549$

- periodi di ritorno:  $TR,CLV = 127$ ;  $TR,DLV = 712$

(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico

per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:

- Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare

dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno

in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;

- Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = -1150.78

90% del Taglio massimo (kN) = -4635.70

Rapporto  $\alpha,u/\alpha,1$  calcolato = 4.028

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

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

### 3.1.4) SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (A) - Direzione -x

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

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

Resistenza a SLD:  $F,SLD,M-GDL \text{ (kN)} = -5150.78$

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

- iniziale = -0.02

- al limite di danno:  $dc,SLD,M-GDL = -6.89$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = -6.88

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  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

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 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	$a_g$	$F_0$	$T_C^*$	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.065	2.440	0.240	1.500	1.682	1.500	0.135	0.404	1.860	0.840

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.238 g$

- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) (mm) = -3.59$

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^* (kN) = 4295.77$

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

- forza di snervamento  $F_y^* (kN) = -3655.61$

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.175$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max (mm) = -4.01$

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $T^* d^*,max (mm) = -5.26$

#### 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) = -5.26

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -6.89

**Rapporto: Capacità / Domanda = 1.311: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.120 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 116.0889

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

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 47.589 %

(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)	(%)
Dati	75	0.097	63.0
Risultati	116	0.120	47.6

#### Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha_D = PGA,CLD / PGA,DLD (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.120/0.097 = 1.237$

- secondo TR:  $\alpha_D = TR,CLD / TR,DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 116/75 = 1.548$

### 3.1.1) SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (A) – Direzione : +y

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 868055.30

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL} (kN) = 3200.78$

Peso sismico totale W (kN) = 36998.79

Massa sismica totale M (k\*kgm) = 3772.827

Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.087

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL} (kN) = 2560.63$

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

- iniziale = 0.28

- al limite ultimo:  $dc_{SLV,M-GDL} = 17.59$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 17.31

#### 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  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 67.1% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidezze iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidezze fessurate cioè assumendo %K,elast=100% per tutte le aste);
- 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		1141.20	4.29		0.165
2	X	1166.12	13.75		0.527
3	X	866.51	21.58		0.827
4	X	365.08	26.09	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_i \cdot \phi_i)$  (k\*kgm) = 2206.93

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_i \cdot \phi_i) / \sum(m_i \cdot \phi_i^2) = 1.313$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 2437.77

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 1950.22

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = 13.40

**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) = 1706.44

Rigidezza elastica:  $k^*$  (kN/m) = 731496.20 (=84.268% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/k^*)$  (sec) = 0.345

Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 3.05

forza  $Fy^*$  (kN) = 2233.94

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  $a_g, F_0, TC^*$  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,

$F_0$  = 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)	$Fv$
SLU - SLV	712	0.154	2.491	0.276	1.470	1.606	1.470	0.148	0.443	2.216	1.320

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.564 g$

- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = 16.68

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 12204.54

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

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 2233.94

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 5.463$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

**risulta:  $q^* > 3$ : la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.**

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 20.55

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = 26.98

**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) = 26.98

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 17.59

**Rapporto: Capacità/Domanda = 0.652: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.126 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 134 anni.  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 42.817 %  
(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)	(%)
Dati	712	0.226	10.0
Risultati	134	0.126	42.8

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.126/0.226 = 0.558$
- secondo TR:  $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 134/712 = 0.188$

**Indicatore di Rischio Sismico: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**

- $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.126/0.226 = 0.558$
- periodi di ritorno: TR,CLV = 134; TR,DLV = 712
- (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:
  - Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
  - Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 1800.78  
90% del Taglio massimo (kN) = 2880.70  
Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1 = 1.600$   
Edificio non regolare in altezza:  $q = 2.400$

### 3.1.2) SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (A) - Direzione +y

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

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

Resistenza a SLD:  $F, \text{SLD, M-GDL}$  (kN) = 3200.78

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

- iniziale = 0.28
- al limite di danno:  $dc, \text{SLD, M-GDL} = 15.32$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 15.04

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, 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)	
SLE - SLD	75	0.065	2.440	0.240	1.500	1.682	1.500	0.135	0.404	1.860	0.840

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.238$  g
- in spostamento:  $d^*, e, \text{max} = S, De(T^*)$  (mm) = 7.04
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 5148.78  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 2233.94

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.305$   
 Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:  
 risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.  
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,\max$  (mm) = 8.17

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**  
 Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,\max$  (mm) = 10.73

**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) = 10.73  
 Capacità di spostamento a SLD (mm) = 15.32

**Rapporto: Capacità / Domanda = 1.428: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.141 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLD = 173.5107$   
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR,CLD = 35.095$  %  
 (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)	(%)
Dati	75	0.097	63.0
Risultati	174	0.141	35.1

**Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha,D = PGA,CLD / PGA,DLD(=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.141/0.097 = 1.454$
- secondo TR:  $\alpha,D = TR,CLD / TR,DLD(=TR \text{ in input per SLD}) = 174/75 = 2.313$

### 3.1.3) SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (A) – Direzione : -y

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

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 691371.80  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F,Max,M-GDL$  (kN) = -2800.78  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 35531.65  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 3623.22  
 Rapporto forza/peso ( $F,Max,M-GDL / W$ ) = 0.079  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F,SLV,M-GDL$  (kN) = -2800.78

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale:  $dc$  (mm):  
 - iniziale = -0.04  
 - al limite ultimo:  $dc,SLV,M-GDL = -11.70$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = -11.66

**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  $m_i$  traslazionali;  
 - corrispondenti spostamenti modali  $\varphi_i$  secondo il modo principale  
 nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 4  
 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 66.7%  
 (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover,  
 che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale  
 le rigidezze considerate corrispondono al parametro  $\%K,elast$  dei dati Aste e tengono quindi  
 conto dell'eventuale rigidezza fessurata ( $\%K,elast < 100\%$ ); in Analisi Pushover al tipo di  
 comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidezze iniziali elastiche,  
 ignorando quindi le rigidezze fessurate cioè assumendo  $\%K,elast=100\%$  per tutte le aste);  
 - 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		1141.20	4.29		0.165
2	X	1166.12	13.75		0.527

3	X	866.51	21.58		0.827
4	X	365.08	26.09	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m, i^* \varphi, i)$  (k\*kgm) = 1884.23

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m, i^* \varphi, i) / \Sigma(m, i^* \varphi, i^2) = 1.435$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F, Max, 1-GDL = (F, Max, M-GDL / \Gamma)$  (kN) = -1951.28

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F, SLV, 1-GDL = (F, SLV, M-GDL / \Gamma)$  (kN) = -1951.28

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d, SLV, 1-GDL = (d, SLV, M-GDL / \Gamma)$  (mm) = -8.15

#### 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) = -1365.89

Rigidezza elastica:  $k^*$  (kN/m) = 541787.40 (=78.364% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/k^*)$  (sec) = 0.371

Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -3.55

forza  $Fy^*$  (kN) = -1925.19

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)	
SLV - SLV	712	0.154	2.491	0.276	1.200	1.423	1.200	0.131	0.392	2.216	1.320

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.460 g$

- in spostamento:  $d^*, e, max = S, De(T^*)$  (mm) = -15.70

- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 8506.11

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

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -1925.19

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 4.418$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

**risulta:  $q^* > 3$ : la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.**

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, max$  (mm) = -16.40

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, max$  (mm) = -23.55

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

Domanda sismica in spostamento: (mm) = -23.55

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -11.70

**Rapporto: Capacità/Domanda = 0.497: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA, CLV) = 0.101 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLV = 131$  anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 43.704 \%$

(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)	(%)
Dati	712	0.185	10.0
Risultati	131	0.101	43.7

#### Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.101/0.185 = 0.546$

- secondo TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 131/712 = 0.183$

**Indicatore di Rischio Sismico: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**

- $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.101/0.185 = 0.546$
- periodi di ritorno:  $TR, CLV = 131$ ;  $TR, DLV = 712$
- (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:
- Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
- Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = -600.78  
 90% del Taglio massimo (kN) = -2520.70  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  calcolato = 4.196  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  effettivo = 2.500  
 Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

### 3.1.4) SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (A) - Direzione –y

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

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

Resistenza a SLD:  $F, SLD, M-GDL$  (kN) = -2800.78

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale:  $dc$  (mm):

- iniziale = -0.04
- al limite di danno:  $dc, SLD, M-GDL = -7.28$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = -7.24

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

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)	
SLE – SLD	75	0.065	2.440	0.240	1.200	1.463	1.200	0.117	0.351	1.860	0.840

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.180 g$
- in spostamento:  $d^*, e, max = S, De(T^*)$  (mm) = -6.15
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 3331.30  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -1925.19  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.730$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, max$  (mm) = -6.30

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, max$  (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) = -7.28

**Rapporto: Capacità / Domanda = 0.805: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA ( $PGA, CLD$ ) = 0.066 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLD = 52.9835$   
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR, CLD = 75.72 \%$

(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)	(%)
Dati	75	0.078	63.0
Risultati	53	0.066	75.7

**Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha, D = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} (= \text{PGA in input per SLD}) = 0.066/0.078 = 0.846$
- secondo TR:  $\alpha, D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 53/75 = 0.706$

**3.1.1) SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (E) – Direzione : +x****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1775570.00  
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 7500.78  
Peso sismico totale W (kN) = 37784.16  
Massa sismica totale M (k\*kgm) = 3852.912  
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.199  
Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = 6000.63

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.02
- al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = 15.44, di cui dovuto alle forze orizzontali = 15.46

**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\* =  $\Sigma(m, i)$  (k\*kgm) = 3852.91  
Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 7500.78  
Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 6000.63  
Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 15.44

**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) = 5250.55  
Rigidità elastica: k\* (kN/m) = 1775570.00 (=100.000% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico: T\* =  $2(m*/k*)$  (sec) = 0.293  
Punto di snervamento: spostamento dy\* (mm) = 3.82  
forza Fy\* (kN) = 6785.78

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	712	0.154	2.491	0.276	1.200	1.423	1.200	0.131	0.392	2.216	1.320

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T\*) = 0.460 g
- in spostamento: d\*,e,max = S,De(T\*) (mm) = 9.80
- forza di risposta elastica = S,e(T\*) m\* (kN) = 17393.44  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy\* (kN) = 6785.78  
(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\* = 2.563  
Controllo su q\* secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.  
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 11.82

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**  
 Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, \max$  (mm) = 11.82

**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) = 11.82  
 Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 15.44

**Rapporto: Capacità/Domanda = 1.306: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.215 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 1163 anni.  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 6.246 %  
 (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)	(%)
Dati	712	0.185	10.0
Risultati	1163	0.215	6.2

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.215/0.185 = 1.162$
- secondo TR:  $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 1163/712 = 1.633$

**Indicatore di Rischio Sismico: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**

- $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.215/0.185 = 1.162$
- periodi di ritorno: TR,CLV = 1163; TR,DLV = 712
- (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:
- Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
- Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 3250.78  
 90% del Taglio massimo (kN) = 6750.70  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l = 2.077$   
 Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.115$

### 3.1.2) SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (E) - Direzione +x

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

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

Resistenza a SLD:  $F, \text{SLD, M-GDL}$  (kN) = 7500.78

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.02
- al limite di danno:  $dc, \text{SLD, M-GDL} = 9.79$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 9.81

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  $ag, F_0, TC^*$  per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:  
 $ag$  = 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)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLE - SLD	75	0.065	2.440	0.240	1.200	1.463	1.200	0.117	0.351	1.860	0.840

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.190 \text{ g}$
- in spostamento:  $d_{e,max}^* = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = 4.05$
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 7191.08$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^* \text{ (kN)} = 6785.78$   
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.060$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d_{*,max}^* \text{ (mm)} = 4.13$

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d_{*,max}^* \text{ (mm)} = 4.13$

**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) = 4.13

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 9.79

**Rapporto: Capacità / Domanda = 2.372: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.160 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{CLD} = 450.9521$

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{CLD} = 15.322 \%$

(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 (%)
Dati	75	0.078	63.0
Risultati	451	0.160	15.3

**Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha_D = PGA_{CLD} / PGA_{DL} (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.160/0.078 = 2.051$

- secondo TR:  $\alpha_D = TR_{CLD} / TR_{DL} (=TR \text{ in input per SLD}) = 451/75 = 6.013$

**3.1.3) SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (E) – Direzione : -x****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1775570.00

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL} \text{ (kN)} = 7500.78$

Peso sismico totale  $W \text{ (kN)} = 37784.16$

Massa sismica totale  $M \text{ (k*kgm)} = 3852.912$

Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.199

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL} \text{ (kN)} = 6000.63$

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale:  $dc \text{ (mm)}$ :

- iniziale = -0.02

- al limite ultimo:  $dc_{SLV,M-GDL} = 15.44$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 15.46

**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  $m^* = \Sigma(m_i) \text{ (k*kgm)} = 3852.91$

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma) \text{ (kN)} = 7500.78$

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma) \text{ (kN)} = 6000.63$

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma) \text{ (mm)} = 15.44$

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

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70%  $F_{Max,1-GDL} \text{ (kN)} = 5250.55$

Rigidità elastica:  $k^* \text{ (kN/m)} = 1775570.00 (=100.000\% \text{ della rigidità elastica del sistema M-GDL})$

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/k^*) \text{ (sec)} = 0.293$

Punto di snervamento: spostamento  $dy^* \text{ (mm)} = 3.82$

forza  $F_y^*$  (kN) = 6785.78

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  $T_R$  associati allo Stato Limite SLV

e:  $SS, CC, S, T_B, T_C, T_D, F_v$  [§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  $T_C$  dipendente dal sottosuolo;

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

$T_B, T_C, T_D$  = periodi di spettro;

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

Stato Limite	$T_R$ (anni)	$a_g$ (*g)	$F_o$	$T_C^*$ (sec)	$SS$	$CC$	$S$	$T_B$ (sec)	$T_C$ (sec)	$T_D$ (sec)	$F_v$
SLU - SLV	712	0.154	2.491	0.276	1.200	1.423	1.200	0.131	0.392	2.216	1.320

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.496 g$

- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = -5.29

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1117.99

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -422.11

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.649$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -8.76

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -8.76

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

Domanda sismica in spostamento: (mm) = -8.76

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -5.74

**Rapporto: Capacità/Domanda = 0.655: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA,CLV) = 0.148 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_R = 210$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $V_R = 50$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 21.195 \%$

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

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

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

#### Riepilogo per SLV

	$T_R$ (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	475	0.201	10.0
Risultati	210	0.148	21.2

#### Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:

- secondo PGA:  $\alpha_v = PGA_{CLV} / PGA_{DLV}(=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.148/0.201 = 0.736$

- secondo  $T_R$ :  $\alpha_v = T_{R,CLV} / T_{R,DLV}(=T_R \text{ in input per SLV}) = 210/475 = 0.442$

#### Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:

-  $\alpha_v = PGA_{CLV} / PGA_{DLV}(=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.148/0.201 = 0.736$

- periodi di ritorno:  $T_{R,CLV} = 210$ ;  $T_{R,DLV} = 475$

(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'indicatore di rischio

per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:

- Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare

dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno

in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;

- Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = -320.16

90% del Taglio massimo (kN) = -432.14

Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1 = 1.350$

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.025$

### 3.1.4) SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (E) - Direzione -x

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.  
I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

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

Resistenza a SLD:  $F_{SLD,M-GDL}$  (kN) = 7500.78

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale:  $d_c$  (mm):

- iniziale = -0.02

- al limite di danno:  $d_c,SLD,M-GDL$  = 9.79, di cui dovuto alle forze orizzontali = 9.81

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  $a_g, F_o, T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati allo Stato Limite SLD

e:  $SS, CC, S, T_B, T_C, T_D, F_v$  [§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  $T_C$  dipendente dal sottosuolo;

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

$T_B, T_C, T_D$  = periodi di spettro;

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

Stato Limite	$T_R$	$a_g$	$F_o$	$T_C^*$	$SS$	$CC$	$S$	$T_B$	$T_C$	$T_D$	$F_v$
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.065	2.440	0.240	1.200	1.463	1.200	0.117	0.351	1.860	0.840

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.193 g$

- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = -2.05

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 434.48

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -422.11

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.030$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -2.12

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -2.12

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

Domanda sismica in spostamento (mm) = -2.12

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -4.12

**Rapporto: Capacità / Domanda = 1.946: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.119 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_R = 116.9006$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $V_R = 50$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 34.8 %

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

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

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

**Riepilogo per SLD**

	$T_R$	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	50	0.079	63.0
Risultati	117	0.119	34.8

**Indicatore di rischio:**

- secondo PGA:  $\alpha_D = PGA_{CLD} / PGA_{DLD}(=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.119/0.079 = 1.506$

- secondo  $T_R$ :  $\alpha_D = T_{R,CLD} / T_{R,DLD}(=T_R \text{ in input per SLD}) = 117/50 = 2.338$

### 3.1.5) SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (E) – Direzione : +y

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

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 1775570.00  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 7500.78  
 Peso sismico totale W (kN) = 37784.16  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 3852.912  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.199  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = 6000.63

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):  
 - iniziale = -0.02  
 - al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = 15.44, di cui dovuto alle forze orizzontali = 15.46

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

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

è stata scelta l'opzione Γ=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\* = Σ(m,i) (k\*kgm) = 3852.91  
 Coefficiente di partecipazione Γ = 1.000

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL / Γ) (kN) = 7500.78  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 6000.63  
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 15.44

**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) = 5250.55  
 Rigidezza elastica: k\* (kN/m) = 1775570.00 (=100.000% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico: T\* = 2(m\*/k\*) (sec) = 0.293  
 Punto di snervamento: spostamento dy\* (mm) = 3.82  
 forza Fy\* (kN) = 6785.78

**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	712	0.154	2.491	0.276	1.200	1.423	1.200	0.131	0.392	2.216	1.320

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione: S,e(T\*) = 0.496 g  
 - in spostamento: d\*,e,max = S,De(T\*) (mm) = 5.01  
 - forza di risposta elastica = S,e(T\*) m\* (kN) = 1117.99  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento Fy\* (kN) = 502.06  
 (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\* = 2.228  
 Controllo su q\* secondo §7.8.1.6:  
 risulta: q\* <= 3: la verifica di sicurezza può essere eseguita.  
 Risposta in spostamento del sistema anelastico: d\*,max (mm) = 8.08

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: Γ d\*,max (mm) = 8.08

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

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 8.08  
 Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 4.92

**Rapporto: Capacità/Domanda = 0.609: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA,CLV) = 0.144 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 193 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 50 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 22.872 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,  
 e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	475	0.201	10.0
Risultati	193	0.144	22.9

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:**

- secondo PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.144/0.201 = 0.716$
- secondo TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 193/475 = 0.405$

**Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**

- $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.144/0.201 = 0.716$
- periodi di ritorno: TR, CLV = 193; TR, DLV = 475
- (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'indicatore di rischio per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:
- Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
- Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 330.16  
 90% del Taglio massimo (kN) = 450.14  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l = 1.363$   
 Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.045$

**3.1.6) SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (E) - Direzione +y**

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

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

Resistenza a SLD: F, SLD, M-GDL (kN) = 7500.78

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.02
- al limite di danno: dc, SLD, M-GDL = 9.79, di cui dovuto alle forze orizzontali = 9.81

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 ag, Fo, TC\* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

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)	
SLE - SLD	75	0.065	2.440	0.240	1.200	1.463	1.200	0.117	0.351	1.860	0.840

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.193 g$
- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*) \text{ (mm)} = 1.95$
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 434.48$   
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^* \text{ (kN)} = 502.06$   
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.866$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*, \max = d^*, e, \max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 1.95

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = 1.95

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

Domanda sismica in spostamento (mm) = 1.95

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 4.92

**Rapporto: Capacità / Domanda = 2.526: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.146 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 192.6819

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 50 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 22.856 %

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

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

**Riepilogo per SLD**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	50	0.079	63.0
Risultati	193	0.146	22.9

**Indicatore di rischio:**

- secondo PGA:  $\alpha,D = PGA,CLD / PGA,DL D (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.146/0.079 = 1.848$

- secondo TR:  $\alpha,D = TR,CLD / TR,DL D (=TR \text{ in input per SLD}) = 193/50 = 3.854$

### 3.1.7) SLU di salvaguardia della vita (SLV) – Distr. Forze (E) – Direzione : -y

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1775570.00

Resistenza massima (taglio alla base):  $F,Max,M-GDL$  (kN) = 7500.78

Peso sismico totale W (kN) = 37784.16

Massa sismica totale M (k\*kgm) = 3852.912

Rapporto forza/peso ( $F,Max,M-GDL / W$ ) = 0.199

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F,SLV,M-GDL$  (kN) = 6000.63

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.02

- al limite ultimo:  $dc,SLV,M-GDL = 15.44$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 15.46

**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  $m^* = \Sigma(m,i)$  (k\*kgm) = 3852.91

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL / \Gamma)$  (kN) = 7500.78

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / \Gamma)$  (kN) = 6000.63

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / \Gamma)$  (mm) = 15.44

**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) = 5250.55

Rigidità elastica:  $k^*$  (kN/m) = 1775570.00 (=100.000% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/k^*)$  (sec) = 0.293

Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 3.82

forza  $Fy^*$  (kN) = 6785.78

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 (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLU - SLV	712	0.154	2.491	0.276	1.200	1.423	1.200	0.131	0.392	2.216	1.320

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.496 \text{ g}$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = -3.59$
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 1156.88$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^* \text{ (kN)} = -678.76$   
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.703$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max \text{ (mm)} = -5.80$

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = -5.80$

**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) = -5.80

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -32.45

**Rapporto: Capacità/Domanda = 5.593: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA,CLV)  $\geq 0.299 \text{ g}$

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 2475 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 50 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 2 %

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

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

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	475	0.201	10.0
Risultati	2475	0.299	2.0

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:**

- secondo PGA:  $\alpha_v = PGA_{CLV} / PGA_{DLV}(=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.299/0.201 = 1.488$

- secondo TR:  $\alpha_v = TR_{CLV} / TR_{DLV}(=TR \text{ in input per SLV}) = 2475/475 = 5.211$

**Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**

-  $\alpha_v = PGA_{CLV} / PGA_{DLV}(=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.299/0.201 = 1.488$

- periodi di ritorno: TR,CLV = 2475; TR,DLV = 475

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

- Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare

dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno

in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;

- Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = -350.78

90% del Taglio massimo (kN) = -675.70

Rapporto  $\alpha_u/\alpha_l = 1.926$

Edificio non regolare in altezza:  $q = 2.889$

**3.1.8) SLE di Danno (SLD) – Distr. Forze (E) - Direzione -y**

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

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

Resistenza a SLD:  $F_{SLD,M-GDL} \text{ (kN)} = 7500.78$

Punto di controllo ubicato al 4° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.02

- al limite di danno:  $dc_{SLD,M-GDL} = 9.79$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 9.81

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  $a_g, F_o, T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati allo Stato Limite SLD

e:  $SS, CC, S, T_B, T_C, T_D, F_v$  [§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  $T_C$  dipendente dal sottosuolo;

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

$T_B, T_C, T_D$  = periodi di spettro;

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

Stato Limite	$T_R$	$a_g$	$F_o$	$T_C^*$	$SS$	$CC$	$S$	$T_B$	$T_C$	$T_D$	$F_v$
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.065	2.440	0.240	1.200	1.463	1.200	0.117	0.351	1.860	0.840

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.193 g$

- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = -1.39

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 449.59

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

- forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = -678.76

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.662$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -1.39

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -1.39

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

Domanda sismica in spostamento (mm) = -1.39

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -2.65

**Rapporto: Capacità / Domanda = 1.898: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.134 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_R = 154.7913$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $T_R = 50$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 27.604\%$

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

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

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

#### Riepilogo per SLD

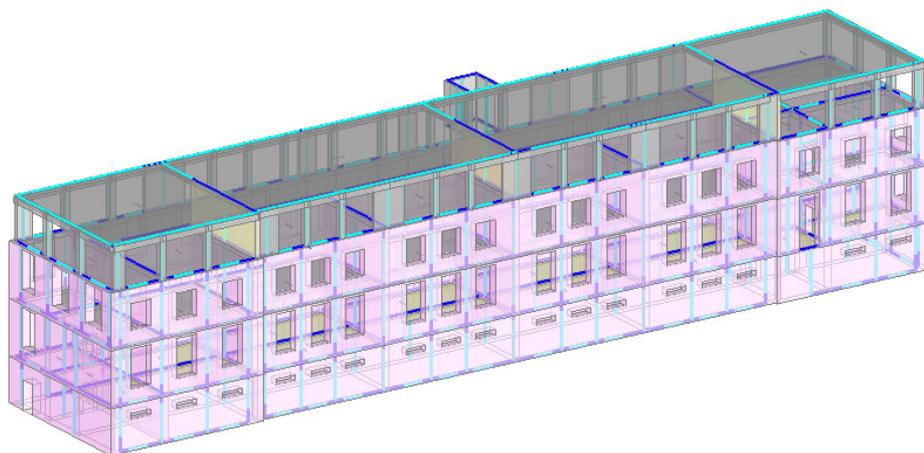
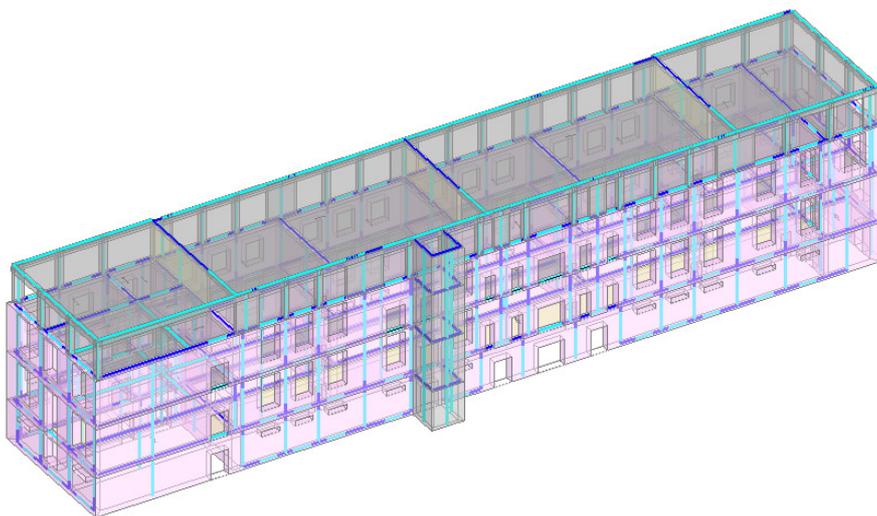
	$T_R$	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	50	0.079	63.0
Risultati	155	0.134	27.6

#### Indicatore di rischio:

- secondo PGA:  $\alpha_D = PGA_{CLD} / PGA_{DLD}(=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.134/0.079 = 1.696$

- secondo  $T_R$ :  $\alpha_D = T_{R,CLD} / T_{R,DLD}(=T_R \text{ in input per SLD}) = 155/50 = 3.096$

Modello di calcolo struttura in pietrame



## 4) CONCLUSIONI

Come si può constatare dalla seguente relazione di calcolo l'edificio in esame presenta una struttura complessa dovuta alle diverse tipologie strutturali della quale si compone.

Questo porta a un'accentuata eterogeneità sia per quanto riguarda i materiali, sia per le tecnologie costruttive.

Analizzando la struttura nel suo insieme si può constatare come la sua capacità sismo resistente sia estremamente bassa.

Gli interventi di separazione dei vari corpi possono portare a un discreto miglioramento di ciascuno di essi.

Le analisi condotte, infatti, hanno dimostrato come, riducendo i punti deboli che il complesso poteva avere nel suo insieme, si possa ottenere un miglioramento sismico, evitando così pericolosi movimenti e martellamenti tra strutture con spostamenti completamente differenti tra loro.

Il corpo centrale in pietrame, sul quale si sono concentrate le verifiche e gli interventi di miglioramento sismico, è estremamente più resistente senza le altre strutture annesse; gli interventi di consolidamento ipotizzati accrescono ulteriormente la sua resistenza al sisma rispettando quanto previsto dalle norme tecniche attualmente vigenti, in tema di miglioramento sismico.

L'indicatore di rischio, ottenuto come rapporto tra capacità e domanda in termini di PGA, sia allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), sia allo stato limite di danno (SLD), risulta essere maggiore in fase di progetto rispetto alla situazione esistente, come si evince dal prospetto che segue.

### Esistente

Distr.	Direz.	q	PGA,CLV	TR,CLV	aV,PGA	aV,TR	PGA,CLD	TR,CLD	aD,PGA	aD,TR
A	+X	<b>2.000</b>	0.085	150	<b>0.375</b>	0.216	0.018	55	<b>0.186</b>	0.733
A	-X	<b>3.750</b>	0.027	200	<b>0.119</b>	0.280	0.027	55	<b>0.278</b>	0.733
A	+Y	<b>2.800</b>	0.051	250	<b>0.227</b>	0.351	0.034	65	<b>0.352</b>	0.866
A	-Y	<b>2.720</b>	0.069	200	<b>0.305</b>	0.280	0.069	36	<b>0.711</b>	0.486
E	+X	<b>3.750</b>	0.107	150	<b>0.475</b>	0.210	0.017	20	<b>0.175</b>	0.266
E	-X	<b>3.750</b>	0.031	100	<b>0.137</b>	0.140	0.031	55	<b>0.320</b>	0.733
E	+Y	<b>2.800</b>	0.074	200	<b>0.327</b>	0.280	0.043	36	<b>0.452</b>	0.486
E	-Y	<b>3.100</b>	0.062	300	<b>0.274</b>	0.421	0.062	31	<b>0.639</b>	0.410

**Progetto**

Distr.	Direz.	q	PGA,CLV	TR,CLV	aV,PGA	aV,TR	PGA,CLD	TR,CLD	aD,PGA	aD,TR
A	+X	<b>3.359</b>	0.153	215	0.677	0.302	0.117	112	1.206	1.493
A	-X	<b>3.750</b>	0.124	127	0.549	0.178	0.120	116	1.237	1.548
A	+Y	<b>2.400</b>	0.126	134	0.558	0.188	0.141	174	1.454	2.313
A	-Y	<b>3.750</b>	0.101	131	0.546	0.183	0.066	53	0.846	0.706
E	+X	<b>3.115</b>	0.215	1163	1.162	1.633	0.160	451	2.051	6.013
E	-X	<b>3.025</b>	0.148	210	0.736	0.442	0.119	117	1.506	2.338
E	+Y	<b>3.045</b>	0.144	193	0.716	0.405	0.146	193	1.848	3.854
E	-Y	<b>2.889</b>	0.299	2475	1.488	5.211	0.134	155	1.696	3.096