



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU



Ministero
delle Infrastrutture
e dei Trasporti



Italiadomani

PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA



COMUNE
DI PADOVA

PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA

MISSIONE M5C2 - COMPONENTE C2 - AMBITO INTERVENTO INVESTIMENTO 2.3
"PROGRAMMA INNOVATIVO NAZIONALE PER LA QUALITÀ DELL'ABITARE"

**RESTAURO E RIQUALIFICAZIONE DELL'ISTITUTO EX
CONFIGLIACHI IN VIA GUIDO RENI**

CUP: H97H21000330008

PROGETTO ESECUTIVO

<p>CODICE OPERA</p> <p>LLPP EDP 2021/137</p>	<p>DATA</p> <p>GIUGNO 2023</p>
<p>DESCRIZIONE ELABORATO</p> <p>RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO E SISMICA</p>	<p>NUMERO</p> <p>APPR_048</p> <p>CODICE ELABORATO</p> <p>S_RTC</p>
<p>I PROGETTISTI</p> <p><i>coordinamento e progettazione architettonica:</i> STUDIOMAS ARCHITETTI 35125 Padova via Falloppio 39 - +39 049 8764030 - www.studiomas.com - info@studiomas.com</p> <p><i>progetto strutturale e sicurezza:</i> VENICE PLAN INGEGNERIA srl 30172 Venezia Rampa Cavalcavia 26/A - +390415314590 - www.ingegneriavenezia.it - info@veniceplan.com</p> <p><i>progetto impiantistico:</i> STUDIO CASSUTTI sas 35133 Padova via Cortivo 2 - +39 049 8936020 - www.studiocassutti.com - tecnico@studiocassutti.com</p> <p><i>modellazione BIM:</i> BIM DESIGN GROUP srl 30135 Venezia Santa Croce 466/G - +39 3472585835 - info@bdgroup.it</p> <p><i>BIM manager:</i> arch. Matteo Nativo 800118 Mugnano di Napoli via Meucci 17 - +39 3386311076 - arch.matteonativo@gmail.com</p> <p><i>esperto energetico:</i> arch. Massimo Righetto 35030 Rubano Piazza Aldo Moro 18 - +39 3484717069 - massimo@architetturarighetto.com</p> <p><i>progettista architettonico:</i> arch. Riccardo Bettin 35100 Padova via Fornasari 6ter - +39 3462438440 - bettinriccardo@gmail.com</p> <p><i>progetto acustico:</i> ing. Robis Camata 30016 Jesolo via Pazienti 2c - +39 3489029223 - www.protecno.com - camata@protecno.info</p>	<p>IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO</p> <p>Arch. Domenico Lo Bosco</p> <p>IL CAPO SETTORE</p> <p>Ing. Matteo Banfi</p>

INDICE

1	INTRODUZIONE	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3	FASE CONOSCITIVA	6
3.1	ANALISI STORICO CRITICA	6
3.2	CAMPAGNA DI INDAGINI STRUTTURALI	7
3.3	INDAGINI GEOLOGICO-GEOTECNICHE	8
4	LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA	9
5	CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI	9
5.1	MURATURE	9
5.1.1	MURATURA ESISTENTE IN MATTONI PIENI E MALTA DI CALCE – PARTE STORICA	10
5.1.2	MURATURA ESISTENTE IN MATTONI PIENI E MALTA DI CALCE – PARTE ALI LATERALI	10
5.2	CALCESTRUZZO – NUOVE COSTRUZIONI	11
5.3	ACCIAIO PER ARMATURE - NUOVE COSTRUZIONI	11
5.4	LEGNO - NUOVE COSTRUZIONI	11
5.5	ACCIAIO DA CARPENTERIA - NUOVE COSTRUZIONI	12
6	ANALISI GLOBALE STATICA E SISMICA	13
6.1	METODOLOGIA DI ANALISI	13
6.2	PROGRAMMA DI CALCOLO	13
6.3	AZIONI SULLE COSTRUZIONI	15
6.3.1	AZIONI VERTICALI – CARICHI DA SOLAIO	15
6.3.1.1	Carico Neve	17
6.3.2	AZIONI ORIZZONTALI	18
6.3.2.1	Carico Vento	18
6.3.2.2	Azione sismica	19
6.4	MODELLAZIONE 3D	21
6.5	CONSIDERAZIONI SULLO STATO DI FATTO	24
6.6	RISULTATI DELL'ANALISI DELLO STATO DI PROGETTO	24
6.6.1	ANALISI MODALE E PERIODI DI VIBRAZIONE	24
6.6.2	ANALISI STATICA NON SISMICA	26
6.6.3	ANALISI SISMICA STATICA NON LINEARE (PUSHOVER)	28
6.7	MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO	30
7	FONDAZIONI	33
8	SOLAI	38

8.1 SOLAI IN LEGNO	38
8.1.1 VERIFICA STATICA	39
8.1.2 RESISTENZA AL FUOCO	44
8.2 SOLAI IN ACCIAIO	44
8.2.1 VERIFICA STATICA	44
8.2.2 RESISTENZA AL FUOCO	45
9 COPERTURE	45
9.1 COPERTURE IN LEGNO	45
9.1.1 VERIFICA STATICA	46
9.1.2 RESISTENZA AL FUOCO	48
10 ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO	49
10.1 VERIFICA STATICA	50
10.1.1 TELAIO TIPO 1	50
10.1.2 TELAIO TIPO 2	55
10.2 RESISTENZA AL FUOCO	60
11 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ	61
12 CONCLUSIONI	62
13 ALLEGATI	63

1 INTRODUZIONE

La presente relazione illustra la metodologia utilizzata per la calcolazione e i risultati delle verifiche di sicurezza inerenti al progetto di recupero del fabbricato denominato “Ex Istituto Configliachi” sito in via Guido Reni 14 a Padova (PD), nella zona del quartiere Arcella. L’edificio è di proprietà dell’Amministrazione Comunale, è stato per anni sede di un istituto per persone con non vedenti per poi essere lasciato in disuso e abbandono per anni. Il progetto recupero è finalizzato alla trasformazione del bene in centro culturale polifunzionale.

In Fig. 1-1 ne è riportata una foto aerea.



Fig. 1-1: foto aerea con individuazione del fabbricato oggetto di verifica

La costruzione ha una pianta a C inscrivibile in un rettangolo di dimensioni pari a 33.50x55.20 m, si sviluppa su due piani fuori terra più una piccola parte (più antica) dove esiste anche un terzo livello. A causa dell’abbandono, il bene si presenta in uno stato di avanzato degrado con ampia parte delle strutture orizzontali di tetti e solai ammalorate e/o crollate. Alla luce di tale stato, in sede di progetto, su indicazione dell’Amministrazione, si è optato per la sostituzione totale dei solai di piano e delle coperture, risanando nel contempo le struttura murarie verticali che verranno invece mantenute, conservando l’impianto di edificio in muratura del complesso. L’intervento prevede quindi in sintesi:

- Rifacimento di tutti i solai con nuove strutture a travi in legno e cappa collaborante in c.a., in sostituzione degli attuali solai in gran parte realizzati in struttura mista di laterocemento; questo intervento consente di diminuire i carichi verticali sulle murature e limitare al contempo le masse e le sollecitazioni sismiche. Una parte minore di solai verrà ricostruita con travi in acciaio e lamiera grecata con getto in calcestruzzo. La realizzazione della soletta in c.a. a livello del primo solaio ancorata ai muri perimetrali permette di realizzare un piano rigido che dà luogo al cosiddetto “effetto scatolare” con benefici effetti sulla ripartizione delle azioni orizzontali e quindi sul comportamento sismico globale dell’edificio;

- Rifacimento della totalità delle coperture con nuove strutture a travi in legno con doppio tavolato di irrigidimento nei confronti delle azioni orizzontali e inserimento di controventature metalliche a livello del piano di sottotetto con funzione di stabilizzazione delle pareti murarie. Anche la presenza del doppio tavolato irrigidente contribuisce all'instaurarsi dell'“effetto scatolare”. Limitate parti verranno realizzate con travi in acciaio;
- Realizzazione di una cinturazione con piatto in acciaio in sommità delle murature a livello della copertura quale ulteriore presidio di collegamento e solidarizzazione degli elementi murati con le strutture orizzontali;
- Puntuali interventi di riparazione, ricostruzione e consolidamento delle murature esistenti;
- Realizzazione di nuove murature con funzione di aumento della resistenza sismica e come strutture verticali per l'appoggio di solai e coperture.
- Realizzazione di nuove scale interne in acciaio o c.a.;
- Rinforzi fondazionali nel caso di strutture staticamente insufficienti o esecuzione di nuove fondazioni.

Dal punto di vista sismico l'edificio oggetto di intervento è considerabile come singola unità strutturale (in seguito detta anche U.S.) separata dagli adiacenti corpi di fabbrica facenti parte dello stesso complesso: le due maniche ubicate sul lato est risultano infatti contigue in corrispondenza di brevi tratti di parete, con proprie caratteristiche e strutture di fatto indipendenti. Alla luce di tale condizione, in fase di progetto è stata prevista la realizzazione di due giunti tecnici in corrispondenza di detti corpi di fabbrica, al fine di eliminare puntuali vulnerabilità e concentrazioni di sforzi originabili da pericolose interazioni in caso di evento sismico.

L'intervento in oggetto si qualifica come **intervento di adeguamento** ai sensi del cap. 8.4.3., punto c), delle NTC2018. Si precisa tuttavia che trattandosi di bene tutelato nell'ambito del patrimonio culturale non è in ogni caso prescritta una specifica soglia di sicurezza sismica ai sensi delle NTC2018.

Nel seguito saranno illustrate le calcolazioni e le verifiche che sono state eseguite, nonché i risultati delle stesse, sia per la parte statica che per la parte sismica. Per lo stato di attuale, dato lo stato di degrado e parziale crollo in cui versa il complesso, si assume una capacità statica e sismica nulla; le analisi numeriche relative non sono state pertanto eseguite.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente relazione è stata redatta in conformità con la normativa vigente e in particolare con:

– **L. 5 Novembre 1971 n. 1086**

Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

– **D.M. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17 gennaio 2018**

Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”.

– **Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.**

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

3 FASE CONOSCITIVA

3.1 ANALISI STORICO CRITICA

Dalla fine degli anni trenta del '900 fino all'inizio del periodo di abbandono, il complesso è stato sede dell'“Istituto per ciechi Luigi Configliachi” dove venivano forniti supporto e accoglienza alle persone con ridotta capacità visiva. L'attuale conformazione dello stato di fatto è il risultato di edificazioni avvenute in epoche diverse, in cui l'impianto originale è stato integrato e in alcune sue parti anche cancellato da interventi di ristrutturazione successivi che rendono il complesso eterogeneo. Dai documenti infatti emerge che fino alla fine degli anni '30 esisteva una villa poi inglobata nella nuova struttura del complesso e della quale rimane testimonianza solamente in una esigua parte del lato retrostante dell'edificio: un piccolo corpo aggettante e l'impianto prospettico tipico della villa veneta (Fig. 3-1 e Fig. 3-2).



Fig. 3-1: Foto prospetto retrostante

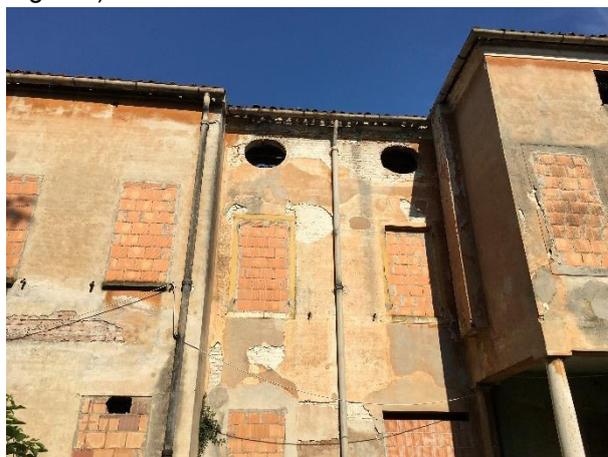


Fig. 3-2: Foto prospetto retrostante

La villa era composta da un volume centrale tripartito, di carattere padronale, e da corpi di fabbrica secondari ai lati. Fino all'acquisto della proprietà da parte dell'“Istituto Configliachi”, l'impianto del luogo è rimasto immutato. Nel 1939, per adattare il complesso alle esigenze dell'Istituto, l'ing. Alberto Gargani progetta l'ampliamento delle strutture predisponendo l'attuale configurazione architettonica e strutturale: pianta a C, con corpo centrale collegato a due ali simmetriche ai lati.

Oltre che ad una nuova sistemazione degli spazi e all'ampliamento della superficie coperta, Gargani dona anche una veste monumentale al prospetto Ovest prospiciente la strada principale (oggi via Guido Reni). In piena sintonia con i gusti dell'epoca, all'edificio viene dato un aspetto razionalista e di enfasi, rifacendosi ai caratteri degli edifici istituzionali e produttivi sorti durante il ventennio fascista in tutta Italia. Tale caratterizzazione architettonica è visibile soprattutto dalle finestre di piano terra e primo che sono raggruppate in una unica cornice marmorea, così come nel portale decorativo dell'ingresso (Fig. 3-3).

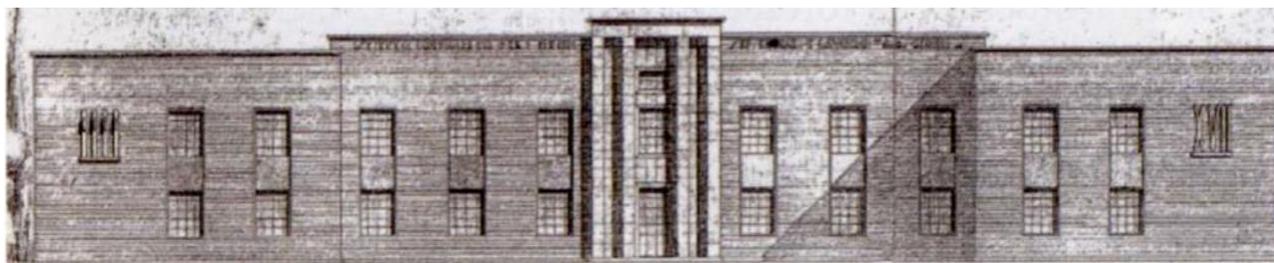


Fig. 3-3: dettaglio del progetto originale – prospetto Ovest

3.2 CAMPAGNA DI INDAGINI STRUTTURALI

Ai fini della necessaria conoscenza del fabbricato, delle sue strutture e dei materiali che le costituiscono, è stata condotta una campagna di indagini sperimentali e rilievi.

Nel particolare si sono eseguite le seguenti prove:

Murature:

- n. 11 rilievi della tessitura muraria e degli ammorsamenti
- n. 12 indagini sclerometriche su malta di allettamento
- n. 8 indagini penetrometriche su malta di allettamento
- n. 4 prove con martinetto piatto singolo
- n. 4 prove con martinetto piatto doppio
- n. 4 indagini sclerometriche su malta di allettamento nelle zone di esecuzione delle prove con martinetti

Scavi in fondazione:

- n. 10 scavi in fondazione con rilievo geometrico

Le indagini specialistiche sono state affidate alla ditta “4EMME Service S.p.a.”, la quale ha redatto apposito rapporto di prova, allegato al presente progetto, al quale si rimanda per la trattazione dettagliata.

Gli esiti delle prove sono così riassumibili:

- Le murature dell'intero fabbricato sono realizzate con mattoni pieni a due teste (spessore 25÷26 cm) con ammorsamenti tra murature trasversali generalmente regolari salvo alcune situazioni puntuali;
- Le prove penetrometriche sulle malte delle murature hanno dato risultati sostanzialmente nella norma con resistenze intorno a 1÷2 MPa;
- I martinetti piatti hanno individuato sostanzialmente due tipologie murature dal punto di vista della resistenza e dei parametri meccanici: una per la porzione storica del fabbricato, una per le zone più recenti. Al §5.1 viene approfondito questo tema tramite la caratterizzazione meccanica dei materiali;
- Gli scavi in fondazione hanno dato risultati soddisfacenti, mostrando delle fondazioni in muratura che si allargano progressivamente con l'approfondirsi e che in varie zone sono caratterizzate da “battoli” in calcestruzzo non armato, secondo una tipologia corrente nell'epoca di costruzione degli ampliamenti (1939). Lo stato di conservazione appare generalmente buono.

3.3 INDAGINI GEOLOGICO-GEOTECNICHE

La campagna di indagini conoscitive ha riguardato anche gli aspetti geologici e geotecnici per la caratterizzazione meccanica dei terreni e la loro classificazione sismica.

Sono state effettuate:

- n. 2 prove penetrometriche statiche (CPT) fino a 15 m di profondità da p.c.;
- n. 1 acquisizione sismica di tipo HVSr per la misura delle velocità delle onde sismiche di tipo S nei primi 30 m di profondità ($V_{S,30}$) e per la definizione dei parametri del sito.

Per quanto riguarda le prove penetrometriche statiche si è potuto ricavare che la falda, nei due punti in cui si sono eseguite le prove, si attesta a circa 1.80÷1.90 m da p.c.. Il terreno è costituito da strati di argille inorganiche e sabbie alternati tra loro fino a -12 m da p.c. dopo le quali si rileva unicamente la presenza di sabbie.

Le indagini sismiche HVSr hanno restituito un parametro di velocità $V_{S,30}$ pari a 248 m/s che fa rientrare il terreno in categoria C che prevede $V_{S,30}$ comprese tra 180 e 360 m/s.

Per la trattazione dettagliata sugli aspetti geologici e geotecnici si rimanda alla relazione a firmata del dott. geol. Julien Perin, allegata al presente progetto.

4 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Viste le prove eseguite in situ e illustrate sinteticamente al §**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, si ritiene raggiunto un livello di conoscenza esaustiva dell'organismo strutturale; pertanto si assume:

Livello di Conoscenza: LC3 - CONOSCENZA ACCURATA

Tale livello, ai sensi del §C8.5.4 della Circolare applicativa delle NTC18, si intende raggiunto quando siano stati effettuati:

- l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato;
- il rilievo geometrico completo;
- indagini esaustive sui dettagli costruttivi;
- prove esaustive sulle caratteristiche meccaniche dei materiali.

Il fattore di confidenza da applicare ai materiali strutturali, in questo caso, corrisponde a **FC=1.00**.

Tale ipotesi fa riferimento alla circolare n°7/2019 di applicazione del D.M. 17 gennaio 2018 che al paragrafo C8.5.4 fornisce le linee guida per stabilire il Livello di Conoscenza per gli edifici esistenti, in funzione delle informazioni complessive raccolte anche mediante le prove strumentali.

5 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

5.1 MURATURE

In relazione al livello di conoscenza LC3 la norma prevede che i valori dei parametri meccanici, per le murature, siano definiti come segue:

“I valori per le verifiche saranno ottenuti, a partire dai valori medi presenti nella Tabella C8.5.I, utilizzando misure sperimentali dirette sull'edificio, tenendo conto dell'attendibilità del metodo di prova”

Dalle prove eseguite sulle murature (si veda il §3.2), la tipologia può dirsi omogenea (mattoni pieni e malta di calce) dello spessore di 25 cm (due teste), ma è emersa una differenza marcata nelle resistenze dei vari corpi di fabbrica che costituiscono il complesso e in particolare tra quanto residua delle murature della villa storica, con resistenza minore, e le due ali edificate successivamente.

A favore di sicurezza si sono adottate le seguenti resistenze per le due diverse murature:

- Muratura storica: ci si è rifatti alla resistenza a compressione ricavata dalle prove, mentre per la resistenza a taglio ci si è riferiti al valore minimo riportato nella Tabella C8.5.I; per i moduli elastici si è fatto riferimento a quelli ricavati dalle prove;
- Muratura ali laterali: ci si è rifatti alla resistenza a compressione e a taglio medie dei valori riportati nella Tabella C8.5.I vista la leggera discrepanza tra questi ultimi valori e quelli ricavati dalle prove; per i moduli elastici si è fatto riferimento a quelli ricavati dalle prove.

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche adottate nel modello di calcolo per entrambe le tipologie di muratura rilevata.

5.1.1 MURATURA ESISTENTE IN MATTONI PIENI E MALTA DI CALCE – PARTE STORICA

È la tipologia di muratura riscontrata nella parte più storica del fabbricato risalente alla villa originaria. Ne risulta:

$f_m = 1.84 \text{ MPa}$	Resistenza media a compressione
$\tau_0 = 0.05 \text{ MPa}$	Resistenza media a taglio
$E = 1596 \text{ MPa}$	Valore medio modulo di elasticità normale non fessurato
$G = 500 \text{ MPa}$	Valore medio modulo di elasticità tangenziale non fessurato
$w = 18 \text{ kN/m}^3$	Peso specifico medio della muratura

Resistenze di progetto, caso statico:

$f_d = \frac{f_m}{\gamma_m \cdot FC} = \frac{1.84}{3 \cdot 1.00} = 0.61 \text{ MPa}$	resistenza di progetto a compressione
$\tau_{0,d} = \frac{\tau_0}{\gamma_m \cdot FC} = \frac{0.05}{3 \cdot 1.00} = 0.017 \text{ MPa}$	resistenza di progetto a taglio

Resistenze di progetto, caso sismico:

$f_d = \frac{f_m}{FC} = \frac{1.84}{1.00} = 1.84 \text{ MPa}$	resistenza di progetto a compressione in analisi pushover
$\tau_{0,d} = \frac{\tau_0}{FC} = \frac{0.05}{1.00} = 0.05 \text{ MPa}$	resistenza di progetto a taglio in analisi pushover

I moduli elastici delle murature non vengono decurtati e pertanto risultano, come da tabella C8.5.I della circolare:

$E = 1596 \text{ MPa}$	valore medio modulo di elasticità normale non fessurato
$G = 500 \text{ MPa}$	valore medio modulo di elasticità tangenziale non fessurato

5.1.2 MURATURA ESISTENTE IN MATTONI PIENI E MALTA DI CALCE – PARTE ALI LATERALI

È la tipologia di muratura riscontrata nelle due ali laterali del fabbricato in cui sono stati eseguiti tre martinetti piatti doppi che restituiscono valori vicini tra loro. Ne risulta:

$f_m = 3.45 \text{ MPa}$	Resistenza media a compressione
$\tau_0 = 0.09 \text{ MPa}$	Resistenza media a taglio
$E = 4454 \text{ MPa}$	Valore medio modulo di elasticità normale non fessurato
$G = 500 \text{ MPa}$	Valore medio modulo di elasticità tangenziale non fessurato
$w = 18 \text{ kN/m}^3$	Peso specifico medio della muratura

Resistenze di progetto, caso statico:

$$f_d = \frac{f_m}{\gamma_m \cdot FC} = \frac{3.45}{3 \cdot 1.00} = 1.15 \text{ MPa}$$

resistenza di progetto a compressione

$$\tau_{0,d} = \frac{\tau_0}{\gamma_m \cdot FC} = \frac{0.09}{3 \cdot 1.00} = 0.03 \text{ MPa}$$

resistenza di progetto a taglio

Resistenze di progetto, caso sismico:

$$f_d = \frac{f_m}{FC} = \frac{3.45}{1.00} = 3.45 \text{ MPa}$$

resistenza di progetto a compressione in analisi pushover

$$\tau_{0,d} = \frac{\tau_0}{\gamma_m \cdot FC} = \frac{0.09}{1.00} = 0.09 \text{ MPa}$$

resistenza di progetto a taglio in analisi pushover

I moduli elastici delle murature non vengono decurtati e pertanto risultano, come da tabella C8.5.I della circolare:

$$E = 4454 \text{ MPa}$$

valore medio modulo di elasticità normale non fessurato

$$G = 500 \text{ MPa}$$

valore medio modulo di elasticità tangenziale non fessurato

5.2 CALCESTRUZZO – NUOVE COSTRUZIONI

Per le nuove strutture in c.a. vengono impiegati i seguenti calcestruzzi:

Strutture di fondazione:

$$\text{C25/30} \quad f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_M} = 0.85 \cdot \frac{25}{1.50} = 14.17 \text{ MPa}$$

Strutture in elevazione:

$$\text{C30/37} \quad f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_M} = 0.85 \cdot \frac{30}{1.50} = 17.00 \text{ MPa}$$

5.3 ACCIAIO PER ARMATURE - NUOVE COSTRUZIONI

Per le nuove strutture in c.a. viene impiegato il seguente acciaio:

$$\text{B450C} \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{450}{1.15} = 391.3 \text{ MPa}$$

5.4 LEGNO - NUOVE COSTRUZIONI

Per le nuove strutture lignee viene impiegato legno in classe C24 con le seguenti caratteristiche:

$f_{m,k} = 24 \text{ MPa}$	Resistenza a flessione
$f_{v,k} = 4 \text{ MPa}$	Resistenza a taglio
$E_{0,mean} = 11000 \text{ MPa}$	Valore modulo di elasticità normale non fessurato
$G_{mean} = 690 \text{ MPa}$	Valore modulo di elasticità tangenziale non fessurato
$w = 4.12 \text{ kN/m}^3$	Peso specifico

Le resistenze di progetto, con classe di servizio pari ad 1 ed una classe di durata del sovraccarico “media” ($k_{mod} = 0.80$) sono:

$f_{m,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{m,k}}{\gamma_m} = \frac{0.80 \cdot 24}{1.50} = 12.80 \text{ MPa}$	resistenza di progetto a flessione
$f_{v,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{v,k}}{\gamma_m} = \frac{0.80 \cdot 4}{1.50} = 2.13 \text{ MPa}$	resistenza di progetto a taglio

5.5 ACCIAIO DA CARPENTERIA - NUOVE COSTRUZIONI

Per le nuove strutture metalliche viene impiegato il seguente acciaio:

$$\text{S275 JR} \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{275}{1.05} = 261.90 \text{ MPa}$$

6 ANALISI GLOBALE STATICA E SISMICA

Si riporta nel seguito l'illustrazione delle fasi di analisi statica e sismica del fabbricato nello stato di progetto. Per lo stato di attuale, dato lo stato di degrado e parziale crollo in cui versa il complesso, si assume una capacità statica e sismica nulla; le analisi numeriche relative non sono state pertanto eseguite.

Si evidenzia che la relazione geologica (vedasi §3.3) effettuata contestualmente alla campagna di rilievi ed indagini strutturali, firmata dal dott. geol. Julien Perin, classifica sismicamente il terreno di fondazione come un terreno di tipo C ($180 \text{ m/s} \leq V_{s30} \leq 360 \text{ m/s}$).

6.1 METODOLOGIA DI ANALISI

L'edificio è stato analizzato mediante una modellazione tridimensionale secondo il metodo degli elementi finiti che riproduce la geometria e le caratteristiche meccaniche degli elementi strutturali, con telai equivalenti spaziali tramite l'impiego di elementi beam (trave).

Per controllare la bontà della modellazione è stata eseguita inizialmente un'analisi statica non sismica (e quindi una valutazione sulla struttura soggetta ai soli carichi verticali) e un'analisi dei modi propri di vibrare per verificare il comportamento proprio dell'edificio alle azioni orizzontali.

L'analisi della risposta sismica globale è stata effettuata tramite analisi statica non lineare (PUSHOVER). Come precisato nella norma, al §7.3.4.2, tale analisi *consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e per la direzione considerata dell'azione sismica*, in corrispondenza degli orizzontamenti della costruzione, forze orizzontali proporzionali alle forze d'inerzia ed aventi risultante (taglio alla base) F_b . Detta analisi porta alla elaborazione di curve di capacità che riassumono il comportamento “globale” della struttura trasformata in oscillatore monodimensionale bilineare (elastoplastico) equivalente.

La valutazione della sicurezza viene eseguita in riferimento ai soli Stati limite Ultimi (N.T.C. § 8.3 e §C8) e nello specifico per lo Stato limite di Salvaguardia della Vita SLV.

L'analisi fornisce in conclusione gli **indicatori di rischio sismico** che rappresentano la sicurezza dell'edificio in termini di PGA (accelerazione di picco su suolo rigido) sostenibile. L'indicatore di rischio, consistente nel rapporto tra Capacità e Domanda, costituisce il risultato in sintesi dell'analisi sismica dell'edificio.

In riferimento al D.M. 17.1.2018 (NTC18) e relativa Circolare applicativa si ha che:

Per gli edifici esistenti, l'analisi statica non lineare è sempre applicabile, indipendentemente dalla percentuale di massa partecipante del primo modo, assegnando come distribuzione principale e secondaria rispettivamente la prima del Gruppo 1 e la prima del Gruppo 2. Nello specifico caso in esame si sono utilizzate le seguenti distribuzioni di forze:

- Gruppo 1: distribuzione di forze proporzionale alle forze statiche;
- Gruppo 2: forze proporzionali alle masse.

6.2 PROGRAMMA DI CALCOLO

Per le analisi numeriche è stato impiegato il software **PCM 2022**, Programma per il Calcolo agli Elementi Finiti della ditta Aedes Software S.n.c. di San Miniato Basso (PI). Si tratta di un software per l'analisi agli elementi finiti di strutture generiche composte da aste monodimensionali comunque disposte nello spazio, di qualsiasi materiale e sottoposte a vari tipi di carico (concentrati nei nodi, distribuiti sulle aste uniformi e lineari,

concentrati lungo le aste, cedimenti, variazioni termiche). Il programma tuttavia è nato e si è sviluppato con una attenzione particolare per le strutture in muratura.

Il programma di calcolo esegue vari tipi di analisi: Analisi statica non sismica, Analisi sismica statica lineare, Analisi sismica dinamica modale, Analisi sismica statica non lineare (pushover, per edifici in muratura), Analisi modale, Analisi incrementale per edifici monumentali. In analisi pushover, è possibile adottare distribuzioni di forze fisse e adattive, con progressivi aggiornamenti delle rigidità e delle caratteristiche dinamiche.

Per gli edifici in muratura è possibile svolgere analisi Pushover anche in presenza di impalcati flessibili (nello stesso edificio possono coesistere alcuni impalcati rigidi, altri flessibili); possibilità di irrigidire singole campate di solaio; gestione dei modelli non shear-type (rotazioni libere nei piani verticali, per gli estremi delle aste); gestione variazioni sforzo normale per effetto delle azioni sismiche, con pareti murarie non resistenti a trazione; analisi pushover per strutture miste muratura-c.a. tenendo conto del comportamento non-lineare degli elementi di diversa tecnologia (muratura e cemento armato).

Il codice di calcolo è provvisto di validazione sulla scorta di test effettuati con esito positivo su casi campione significativi. Il programma è altresì munito di controlli interni allo scopo di evidenziare situazioni anomale per carenza di modellazione, labilità intrinseca, errori di fattorizzazione, etc. con blocco del flusso di elaborazione ed evidenziazione dell'anomalia.

Con riferimento a quanto menzionato nel precedente paragrafo in merito alle distribuzioni di forze utilizzate, si evidenzia che:

- La distribuzione di forze A in PCM è equivalente ad una distribuzione di forze proporzionali alle forze statiche (Gruppo 1);
- La distribuzione di forze E in PCM è equivalente ad una distribuzione di forze proporzionali alle masse (Gruppo 2).

6.3 AZIONI SULLE COSTRUZIONI

Di seguito vengono illustrati i carichi di progetto agenti sulla struttura, sia verticali (carichi permanenti, sovraccarichi, neve ecc.) sia orizzontali (vento e azione sismica).

6.3.1 AZIONI VERTICALI – CARICHI DA SOLAIO

Le strutture portanti degli orizzontamenti saranno in legno con cappa collaborante in calcestruzzo armato. Una parte minore verrà realizzata con travi metalliche e lamiera grecata con getto in calcestruzzo. Il complesso diverrà sede di un centro culturale polifunzionale comprendente spazi espositivi, laboratori per attività didattiche connesse all'esposizione, una sala conferenze, una biblioteca-mediateca. Per i laboratori si è assunto il carico di cat. C1 pari a 3.00 kN/m²; per lo spazio biblioteca, trattandosi di uno spazio ad uso interno e al fine di limitare le masse sismiche in quota ed evitare interventi eccessivamente pesanti ed invasivi trattandosi di bene tutelato, in accordo con l'Amministrazione si è stabilito di limitare il carico di servizio al valore di 4.00 kN/m². Si riportano di seguito le analisi dei carichi.

SOLAIO	S1	Tipo solaio			Legno + cappa	
<i>G1 - pesi propri strutturali</i>						
Voce	Largh. (m)	H/sp. (m)	Int. (m)	W (kN/m²)	Carico (kN/m²)	
Trave 18x24 cm	0.18	0.24		0.42	4.12	0.42
Tavolato	1.00	0.025		1.00	4.12	0.10
Soletta	1.00	0.05		1.00	25.00	1.25
SOMMANO G1 (kN/m ²)						1.78
<i>G2 - pesi permanenti non strutturali</i>						
Voce	Largh. (m)	H/sp. (m)	Int. (m)	W (kN/m²)	Carico (kN/m²)	
Sottofondo	1.00	0.10		1.00	14.00	1.40
Massetto	1.00	0.04		1.00	20.00	0.80
Pav. Microcemento	1.00	0.005		1.00	20.00	0.10
Tramezzature	1.00	0.10		1.00	10.00	1.00
SOMMANO G2 (kN/m ²)						3.30
<i>Q - sovraccarico</i>						
Cat. E1 con limitazione (kN/m ²)						4.00

Fig. 6-1: Analisi dei carichi del solaio a soffitto del piano terra

SOLAIO	S2	Tipo solaio			Legno + cappa	
<i>G1 - pesi propri strutturali</i>						
Voce	Largh. (m)	H/sp. (m)	Int. (m)	W (kN/m²)	Carico (kN/m²)	
Trave 18x24 cm	0.18	0.24		0.50	4.12	0.36
Tavolato	1.00	0.025		1.00	4.12	0.10
Soletta	1.00	0.05		1.00	25.00	1.25
SOMMANO G1 (kN/m ²)						1.71
<i>G2 - pesi permanenti non strutturali</i>						
Voce	Largh. (m)	H/sp. (m)	Int. (m)	W (kN/m²)	Carico (kN/m²)	
Sottofondo	1.00	0.10		1.00	14.00	1.40
Massetto	1.00	0.04		1.00	20.00	0.80
Pav. Microcemento	1.00	0.005		1.00	20.00	0.10
Tramezzature	1.00	0.10		1.00	10.00	1.00
SOMMANO G2 (kN/m ²)						3.30
<i>Q - sovraccarico</i>						
Cat. C2 - Sala conferenze (kN/m ²)						4.00

Fig. 6-2: Analisi dei carichi del solaio a soffitto del piano terra

SOLAIO	S3	Tipo solaio			Legno + cappa	
<i>G1 - pesi propri strutturali</i>						
Voce	Largh. (m)	H/sp. (m)	Int. (m)	W (kN/m²)	Carico (kN/m²)	
Trave 18x24 cm	0.18	0.24	0.45	4.12	0.40	
Tavolato	1.00	0.025	1.00	4.12	0.10	
Soletta	1.00	0.05	1.00	25.00	1.25	
SOMMANO G1 (kN/m ²)					1.75	
<i>G2 - pesi permanenti non strutturali</i>						
Voce	Largh. (m)	H/sp. (m)	Int. (m)	W (kN/m²)	Carico (kN/m²)	
Sottofondo	1.00	0.10	1.00	14.00	1.40	
Massetto	1.00	0.04	1.00	20.00	0.80	
Pav. Microcemento	1.00	0.005	1.00	20.00	0.10	
Tramezzature	1.00	0.10	1.00	10.00	1.00	
SOMMANO G2 (kN/m ²)					3.30	
<i>Q - sovraccarico</i>						
Cat. C1 - Laboratori (kN/m ²)					3.00	

Fig. 6-3: Analisi dei carichi del solaio a soffitto del piano terra

SOLAIO	S4	Tipo solaio			Legno + cappa	
<i>G1 - pesi propri strutturali</i>						
Voce	Largh. (m)	H/sp. (m)	Int. (m)	W (kN/m²)	Carico (kN/m²)	
Trave 18x24 cm	0.18	0.24	0.45	4.12	0.40	
Tavolato	1.00	0.025	1.00	4.12	0.10	
Soletta	1.00	0.05	1.00	25.00	1.25	
SOMMANO G1 (kN/m ²)					1.75	
<i>G2 - pesi permanenti non strutturali</i>						
Voce	Largh. (m)	H/sp. (m)	Int. (m)	W (kN/m²)	Carico (kN/m²)	
Sottofondo	1.00	0.10	1.00	14.00	1.40	
Massetto	1.00	0.04	1.00	20.00	0.80	
Pav. Microcemento	1.00	0.005	1.00	20.00	0.10	
Tramezzature	1.00	0.10	1.00	10.00	1.00	
SOMMANO G2 (kN/m ²)					3.30	
<i>Q - sovraccarico</i>						
Cat. C - Distribuzione (kN/m ²)					3.00	

Fig. 6-4: Analisi dei carichi del solaio a soffitto del piano terra

SOLAIO	S5	Tipo solaio			Legno + cappa	
<i>G1 - pesi propri strutturali</i>						
Voce	Largh. (m)	H/sp. (m)	Int. (m)	W (kN/m²)	Carico (kN/m²)	
Trave 18x24 cm	0.18	0.18	0.45	4.12	0.30	
Tavolato	1.00	0.025	1.00	4.12	0.10	
Soletta	1.00	0.05	1.00	25.00	1.25	
SOMMANO G1 (kN/m ²)					1.65	
<i>G2 - pesi permanenti non strutturali</i>						
Voce	Largh. (m)	H/sp. (m)	Int. (m)	W (kN/m²)	Carico (kN/m²)	
Sottofondo	1.00	0.10	1.00	14.00	1.40	
Massetto	1.00	0.04	1.00	20.00	0.80	
Pav. Microcemento	1.00	0.005	1.00	20.00	0.10	
Tramezzature	1.00	0.10	1.00	10.00	1.00	
SOMMANO G2 (kN/m ²)					3.30	
<i>Q - sovraccarico</i>						
Cat. C - Terrazza (kN/m ²)					4.00	

Fig. 6-5: Analisi dei carichi del solaio a soffitto del piano terra

SOLAIO	S6	Tipo solaio			HEA120 + lamiera grecata	
<i>G1 - pesi propri strutturali</i>						
Voce	Largh. (m)	H/sp. (m)	Int. (m)	W (kN/m²)	Carico (kN/m²)	
HEA 120	1.00	1.00	0.80	0.20	0.25	
Lamiera grecata	1.00	1.000	1.00	0.10	0.10	
Soletta	1.00	0.078	1.00	25.00	1.94	
SOMMANO G1 (kN/m ²)					2.29	
<i>G2 - pesi permanenti non strutturali</i>						
Voce	Largh. (m)	H/sp. (m)	Int. (m)	W (kN/m²)	Carico (kN/m²)	
Sottofondo	1.00	0.10	1.00	14.00	1.40	
Massetto	1.00	0.04	1.00	20.00	0.80	
Pav. Microcemento	1.00	0.005	1.00	20.00	0.10	
Tramezzature	1.00	0.10	1.00	10.00	1.00	
SOMMANO G2 (kN/m ²)					3.30	
<i>Q - sovraccarico</i>						
Cat. C1 - Laboratori (kN/m ²)					3.00	

Fig. 6-6: Analisi dei carichi del solaio a soffitto del piano terra

SOLAIO	S7	Tipo solaio		IPE160+grigliato	
<i>G1 - pesi propri strutturali</i>					
Voce	Largh. (m)	H/sp. (m)	Int. (m)	W (kN/m ²)	Carico (kN/m ²)
IPE 160	1.00	1.00	0.90	0.16	0.18
Grigliato	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50
SOMMANO G1 (kN/m ²)					0.68
<i>G2 - pesi permanenti non strutturali</i>					
Voce	Largh. (m)	H/sp. (m)	Int. (m)	W (kN/m ²)	Carico (kN/m ²)
OSB	1.00	0.02	1.00	5.50	0.11
SOMMANO G2 (kN/m ²)					0.11
<i>Q - sovraccarico</i>					
Impianti - valutato per il caso specifico (kN/m ²)					1.50

Fig. 6-7: Analisi dei carichi del solaio a soffitto del piano primo

SOLAIO	Copertura	Tipo solaio		Legno	
<i>G1 - pesi propri strutturali</i>					
Voce	Largh. (m)	H/sp. (m)	Int. (m)	W (kN/m ²)	Carico (kN/m ²)
Struttura portante	1.00	1.00	1.00	0.70	0.70
SOMMANO G1 (kN/m ²)					0.70
<i>G2 - pesi permanenti non strutturali</i>					
Voce	Largh. (m)	H/sp. (m)	Int. (m)	W (kN/m ²)	Carico (kN/m ²)
Tavolato	1.00	0.025	1.00	8.00	0.20
OSB	1.00	0.055	1.00	5.50	0.30
Isolamento	1.00	0.12	1.00	0.35	0.04
Listellatura	1.00	1.00	1.00	0.26	0.26
Manto coppi	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SOMMANO G2 (kN/m ²)					1.80
<i>Q - sovraccarico</i>					
Neve (kN/m ²)					0.80

Fig. 6-8: Analisi dei carichi della copertura

6.3.1.1 Carico Neve

Il carico neve è stato calcolato secondo normativa tramite l'espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

Il comune di Padova è collocato ad un'altezza di circa 12 m sul livello medio del mare. Ricadendo la provincia di Padova nella zona II per il carico neve si ha che:

$$q_{sk} = 1.00 \text{ kN/m}^2$$

Ritenendo l'area come una zona in cui non è presente una significativa rimozione della neve per azione del vento, ad esempio, si adotta una classe topografica "normale" e di conseguenza un:

$$C_E = 1.0$$

Il coefficiente termico C_t , in assenza di specifici studi, deve essere adottato pari ad 1, mentre il coefficiente di forma della copertura, per una situazione come quella in esame è pari a:

$$\mu_i = 0.80$$

In sintesi, si ottiene che il carico neve è pari a:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0.8 \cdot 1.00 \cdot 1 \cdot 1 = 0.80 \text{ kN/m}^2$$

6.3.2 AZIONI ORIZZONTALI

6.3.2.1 Carico Vento

La pressione del vento è determinata dalla seguente espressione:

$$p = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

Pressione cinetica di riferimento q_b

$$a_s \leq 1000 \text{ m}$$

$v_{b,0} = v_b = 25 \text{ m/s}$ velocità caratteristica del vento per la zona 1-Veneto \equiv velocità di riferimento del vento

$$\rho = 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \text{densità dell'aria convenzionale}$$

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = 390 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 0.39 \text{ kN/m}^2$$

Coefficiente di esposizione C_e

$$C_e = k_r^2 \cdot C_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + C_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right]$$

Classe di rugosità C

\Rightarrow categoria di esposizione III \Rightarrow

$C_t = 1$ coefficiente di topografia

$$z_{max} = 7.53 \text{ m}$$

$$C_e = k_r^2 \cdot C_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + C_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] = 1.96 \quad \text{coefficiente di esposizione}$$

$C_d = +1.0$ coefficiente dinamico C_d

$C_p = +0.6$ coefficiente di forma

$C_p = -0.6$ coefficiente di forma

La pressione risultante:

$$p = 0.39 \cdot 1.96 \cdot 1.0 \cdot 0.6 = 0.46 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

6.3.2.2 Azione sismica

DATI COSTRUZIONE			
Localizzazione	PADOVA		
Latitudine		45°.433553	
Longitudine		11°.890841	
Altitudine (s.l.m.)		9 m	
DATI AZIONE SISMICA			
Tipo di costruzione	Tipo	2	
Vita nominale dell'opera	V _N	50 anni	
Classe d'uso		III	
Coefficiente d'uso	C _u	1.50	
Periodo di riferimento	V _R	75 anni	
Periodo di ritorno per SLV	T _R	712 anni	
Accelerazione orizzontale massima al sito	a _g	0.103	g
Fattore di amplificazione	F ₀	2.575	
Periodo tratto velocità costante	T _c *	0.333	s
DATI SOTTOSUOLO			
Categoria di sottosuolo		C	
Categoria topografica		T1	
Amplificazione stratigrafica	S _s	1.500	
Amplificazione topografica	S _T	1.000	
S = S _s x S _T		1.500	
PARAMETRI SPETTRO			
Coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale del 5%			
	C _c	1.509	
Periodo tratto velocità costante	T _c	0.511	s
Periodo tratto accelerazione costante	T _B	0.170	s
Periodo tratto spostamento costante	T _D	2.012	s

Si riporta lo spettro di risposta elastico, con $q=1$:

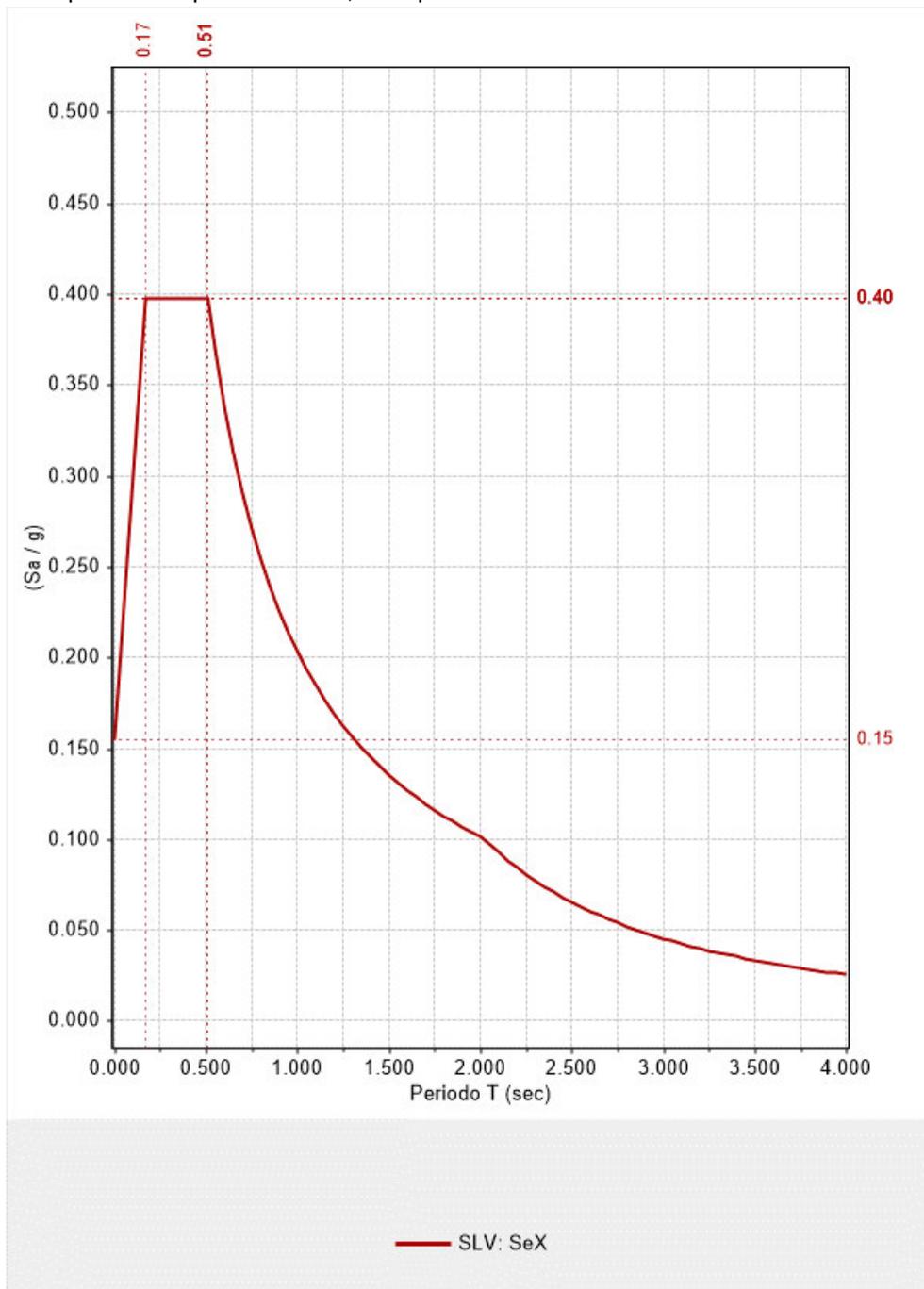


Fig. 6-9: Spettro di risposta elastico con $q=1$

6.4 MODELLAZIONE 3D

Si riportano a seguire alcune immagini della modellazione 3D e della successiva trasformazione della stessa in un telaio equivalente per il fabbricato analizzato.

Ipotesi Solai: rigidi al piano primo; deformabili al secondo piano e in copertura

PROSPETTO NORD-OVEST

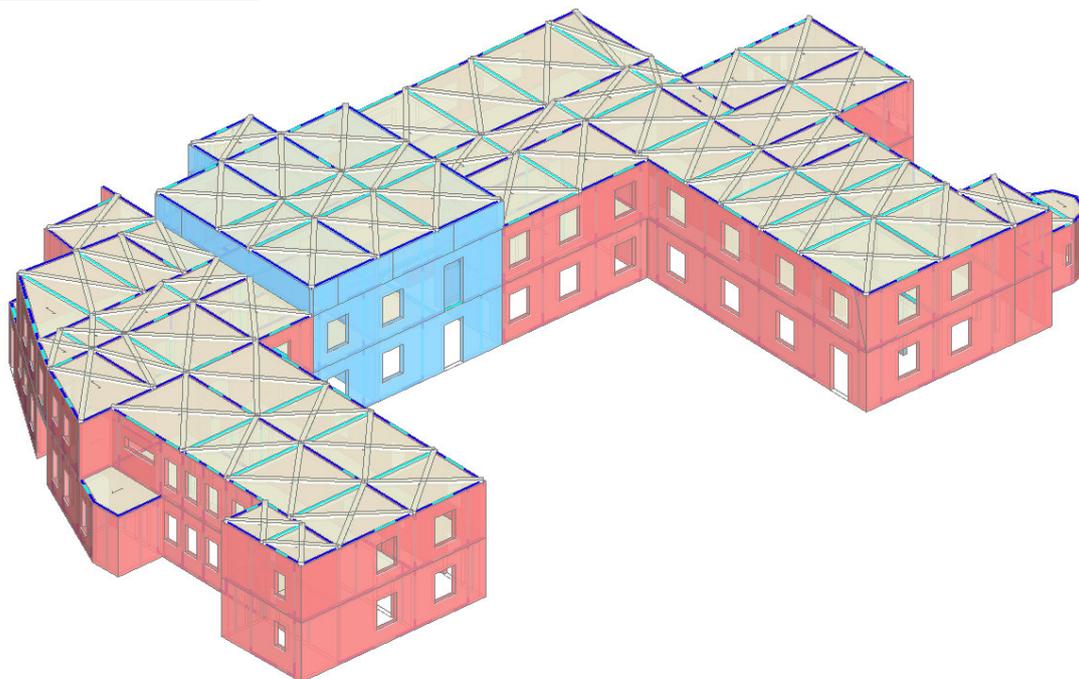


Fig. 6-10: Modello geometrico dell'edificio all'interno del software PCM

Telaio Equivalente

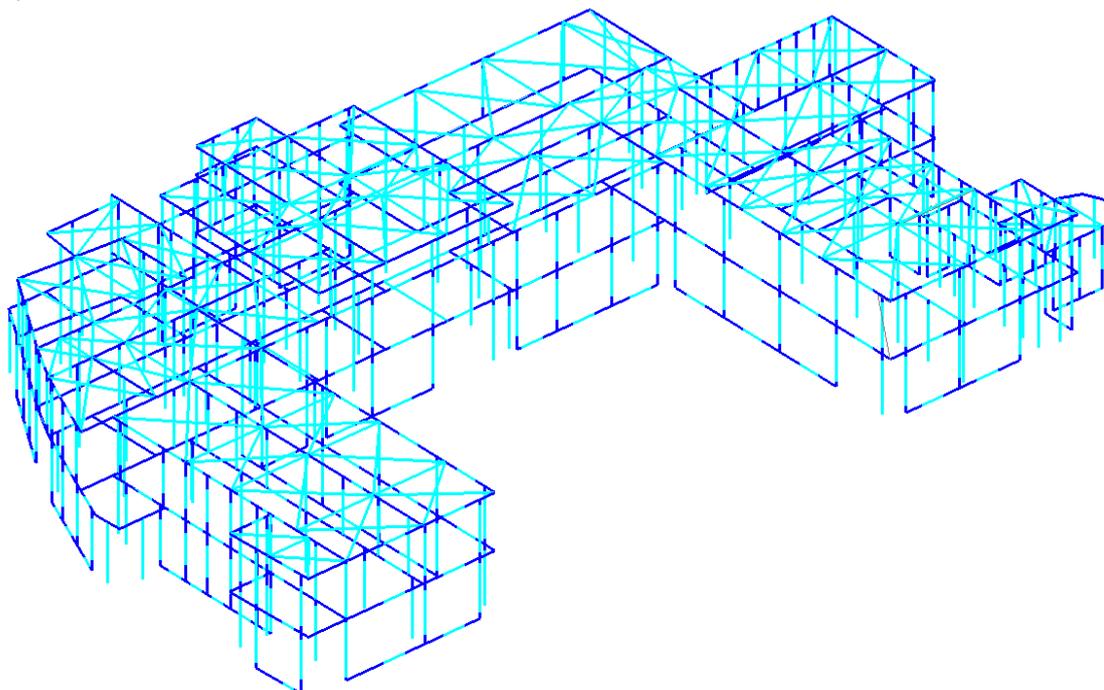


Fig. 6-11: Trasformazione dell'edificio in una struttura a telaio equivalente

Elementi strutturali

- Maschio
- Striscia
- Sottofinestra
- Colonna
- Trave
- Blocco
- Asta generica

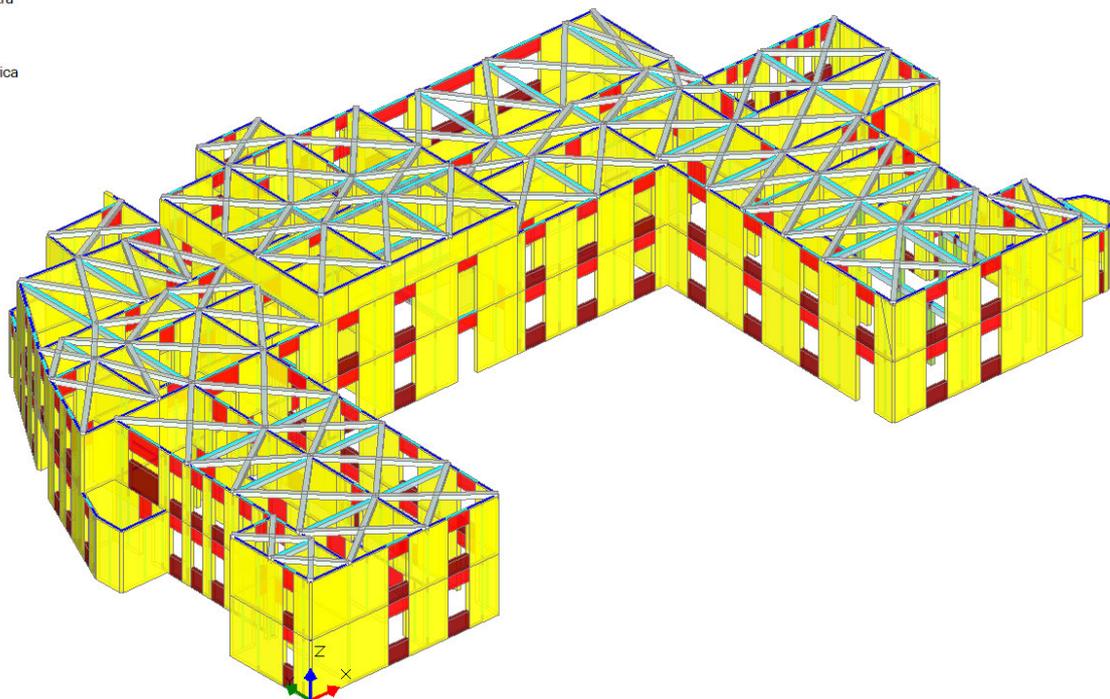


Fig. 6-12: Elementi strutturali collegati alle aste del telaio equivalente di Fig. 6-11

PROSPETTO SUD EST

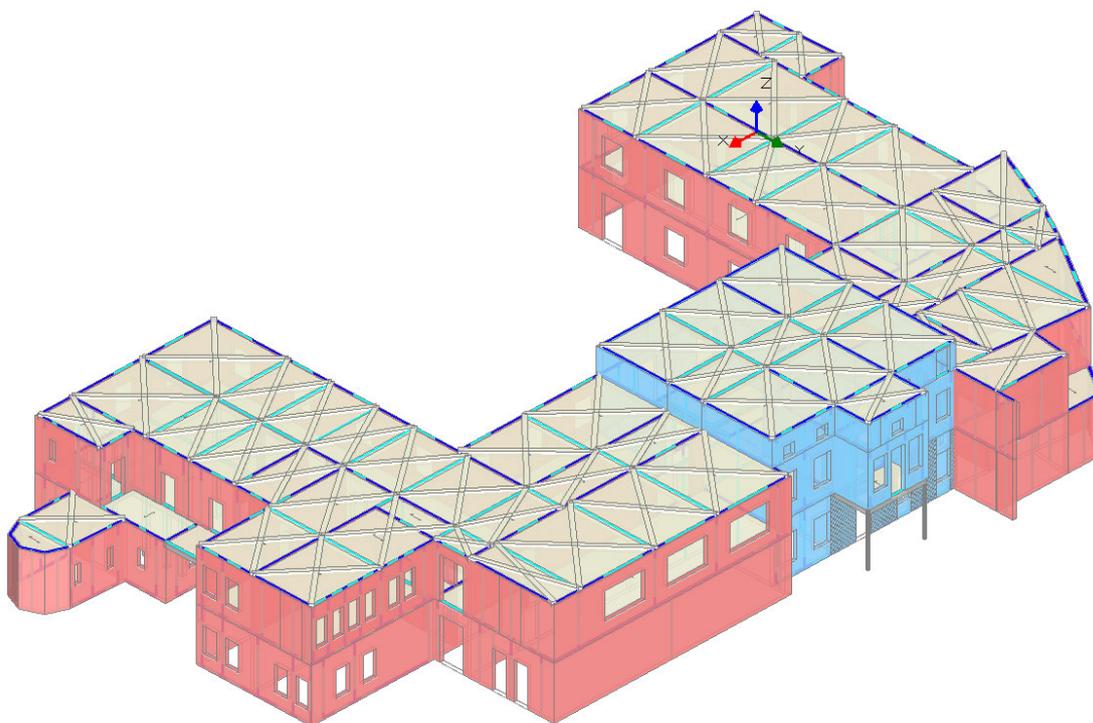


Fig. 6-13: Modello geometrico dell'edificio all'interno del software PCM

Telaio Equivalente

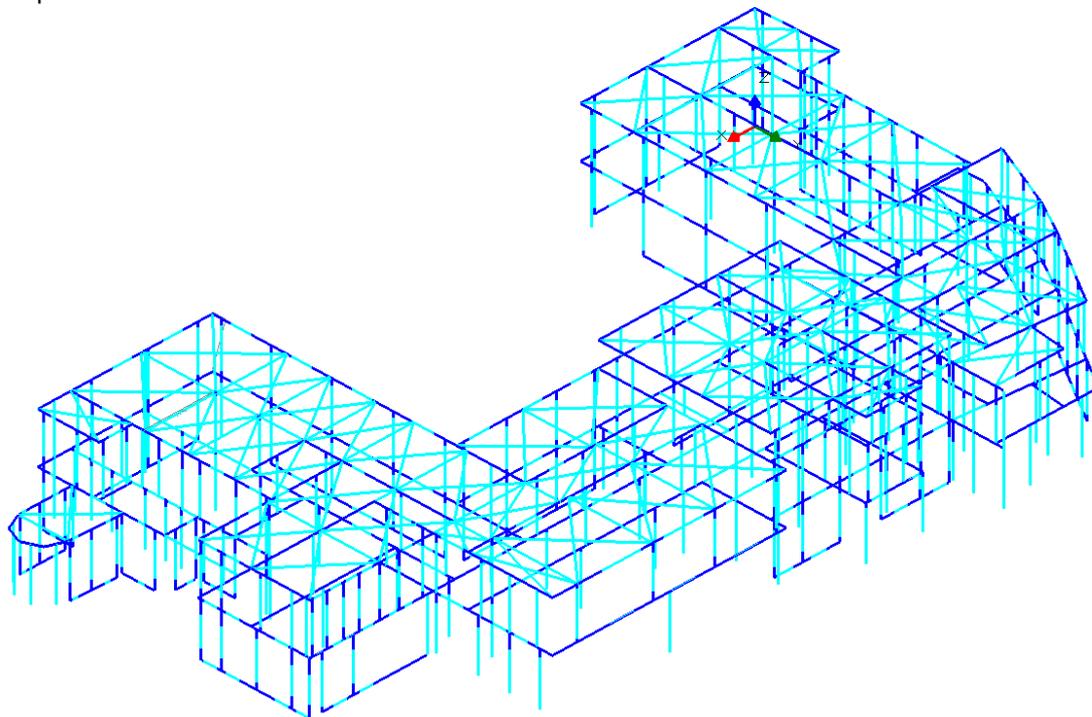


Fig. 6-14: Trasformazione dell'edificio in una struttura a telaio equivalente

Elementi strutturali

- Maschio
- Striscia
- Sottofinestra
- Colonna
- Trave
- Blocco
- Asta generica

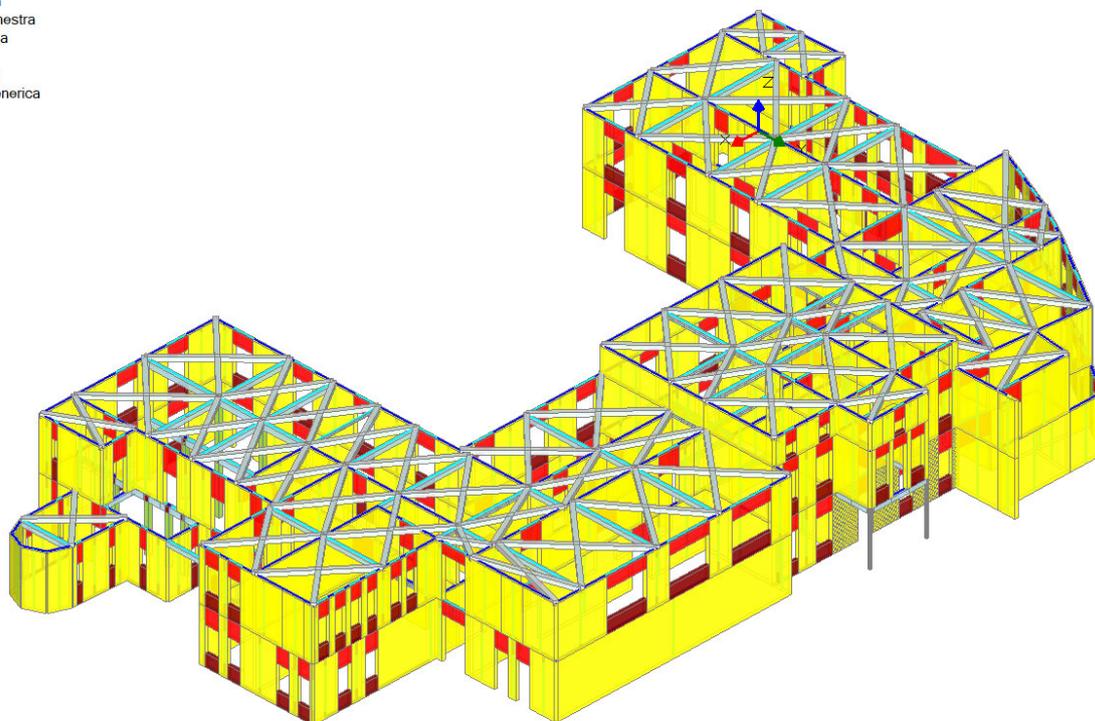


Fig. 6-15: Elementi strutturali collegati alle aste del telaio equivalente di Fig. 6-14

6.5 CONSIDERAZIONI SULLO STATO DI FATTO

Visto lo stato di conservazione molto degradato della costruzione nel suo complesso, diventa non significativo andare a fare un'analisi FEM del fabbricato. I solai e la copertura parzialmente crollati danno già un'idea del livello di sicurezza della costruzione che è sostanzialmente nullo. Per queste ragioni si omette la verifica dello stato di fatto della costruzione e si procede direttamente dallo stato di progetto della stessa.

6.6 RISULTATI DELL'ANALISI DELLO STATO DI PROGETTO

6.6.1 ANALISI MODALE E PERIODI DI VIBRAZIONE

Si riportano in questo paragrafo i risultati dell'analisi modale, evidenziando il periodo di vibrazione nella direzione di analisi e la relativa deformata.

Direzione	Periodo	Massa partecipante
X	0.170 s	49.9%

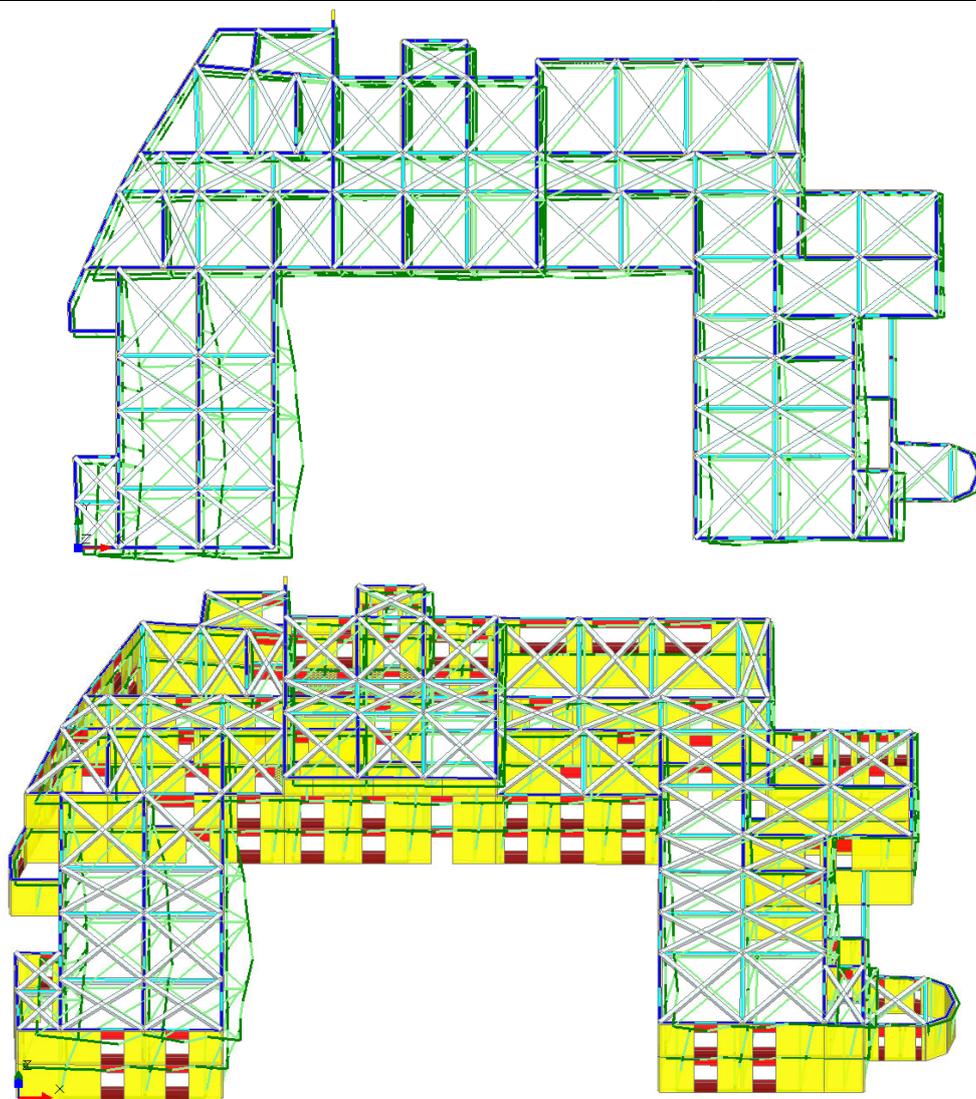


Fig. 6-16: Deformata in pianta e prospetto del modo principale di vibrare in direzione X

Direzione	Periodo	Massa partecipante
Y	0.186 s	49.8%

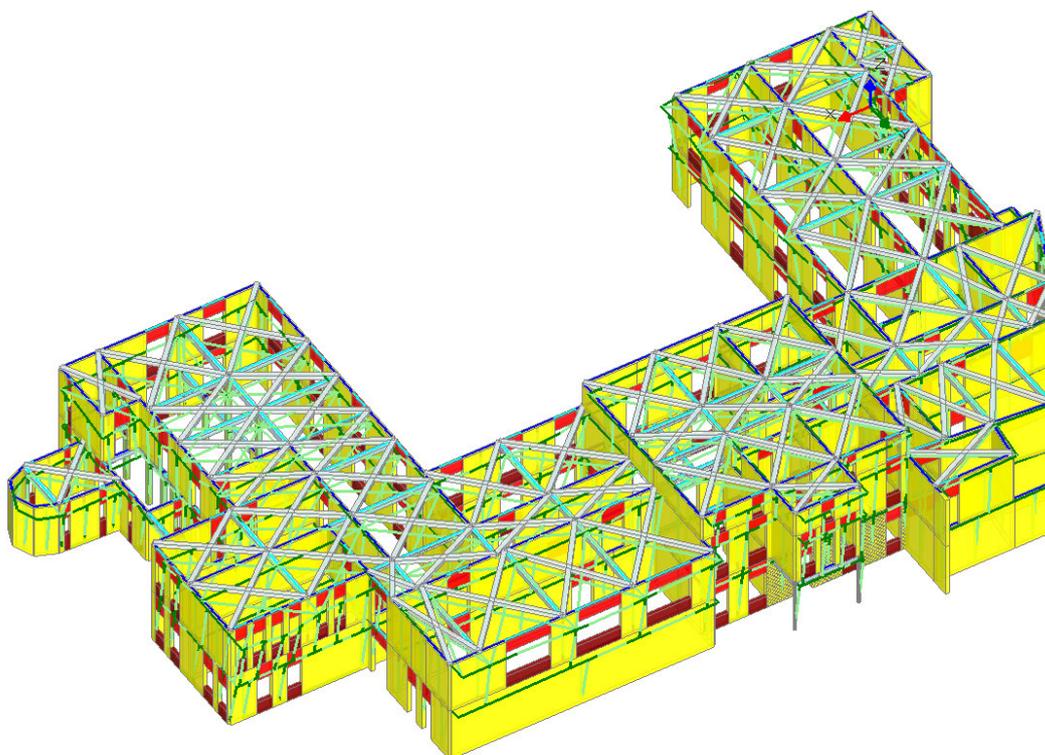
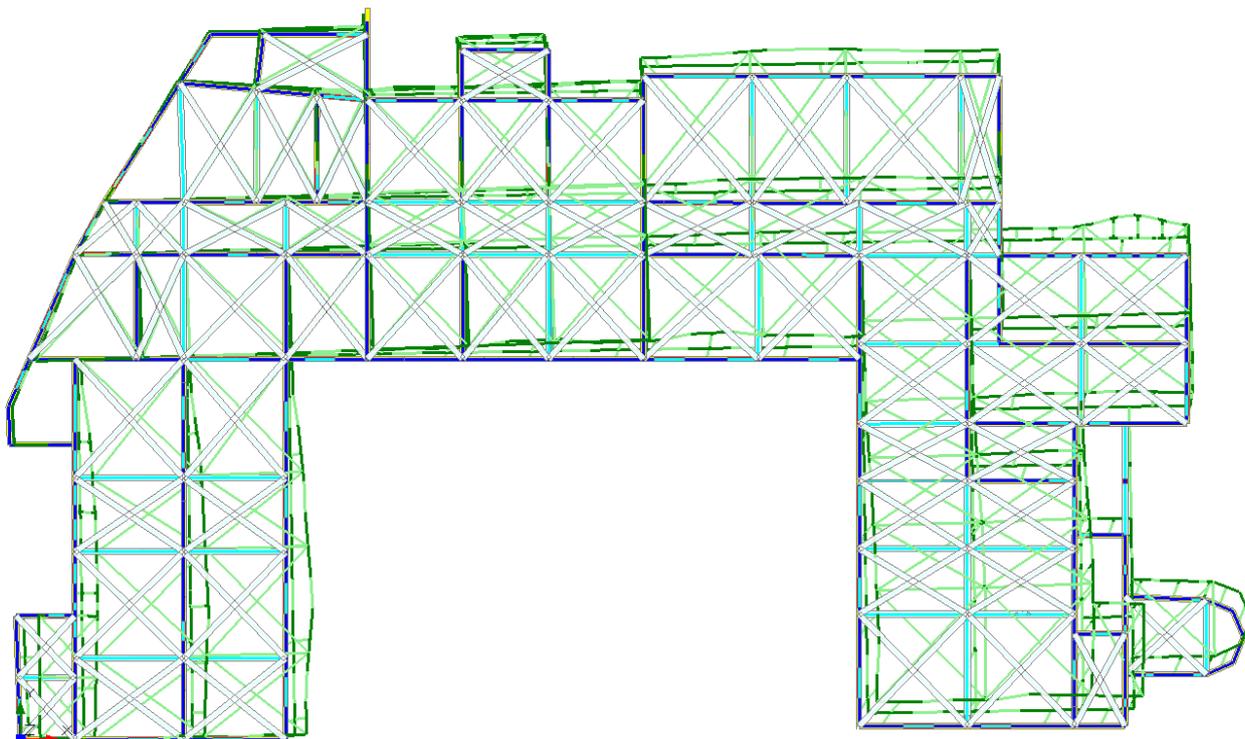


Fig. 6-17: Deformata in pianta e prospetto del modo principale di vibrare in direzione Y

6.6.2 ANALISI STATICA NON SISMICA

Come già anticipato al §6.1, si è svolta in prima battuta, una analisi statica non sismica, applicando alla struttura i carichi verticali derivanti dai solai e dai pesi propri degli elementi strutturali e il carico orizzontale del vento. Si illustrano brevemente a seguire i risultati ottenuti.

Come è visibile dalla Fig. 6-18 alla Fig. 6-21, la verifica statica allo SLU con le normative ad oggi vigenti è completamente soddisfatta, in quanto i pannelli murari colorati di verde sono la totalità.

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

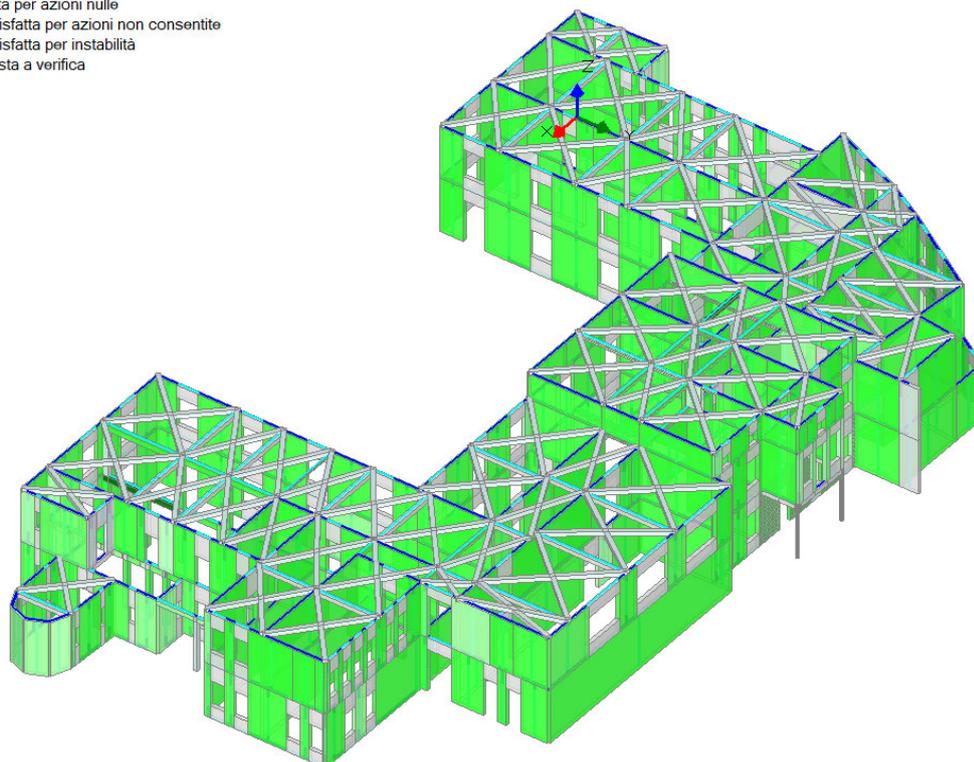


Fig. 6-18: Verifica statica non sismica – involucro delle combinazioni di carico a pressoflessione complanare

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

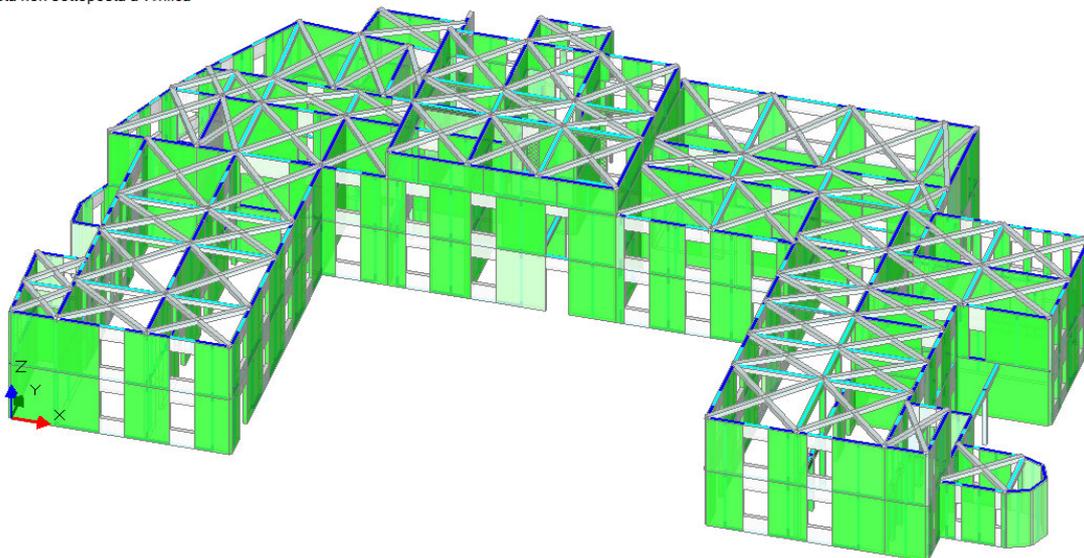


Fig. 6-19: Verifica statica non sismica – involucro delle combinazioni di carico a pressoflessione complanare

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

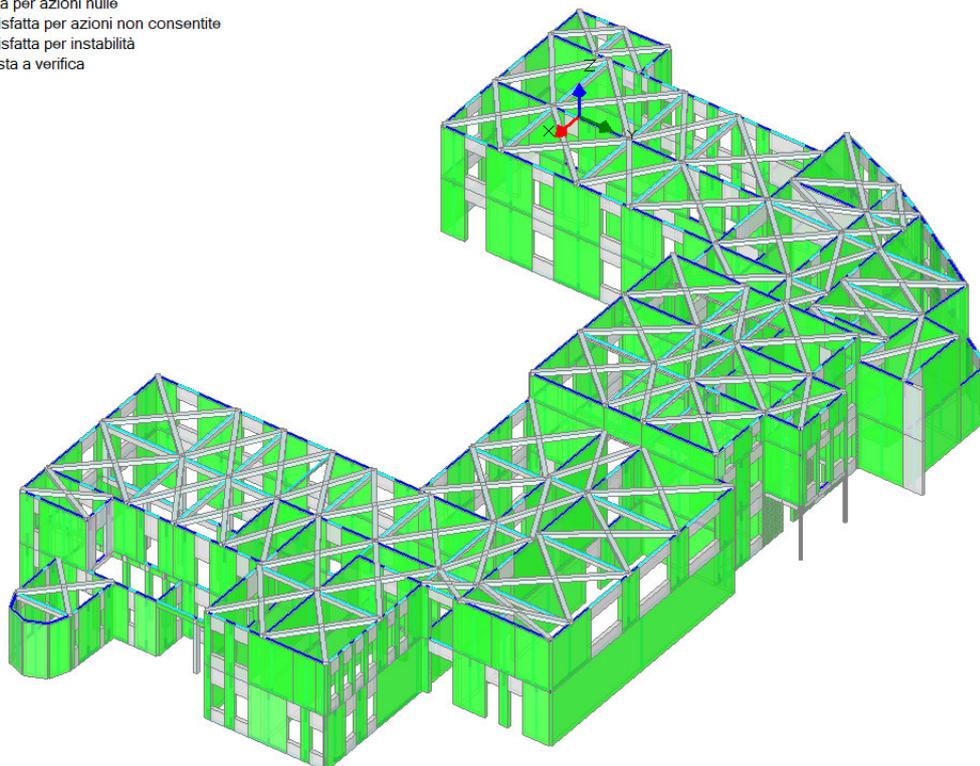


Fig. 6-20: Verifica statica non sismica – involucro delle combinazioni di carico a taglio

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

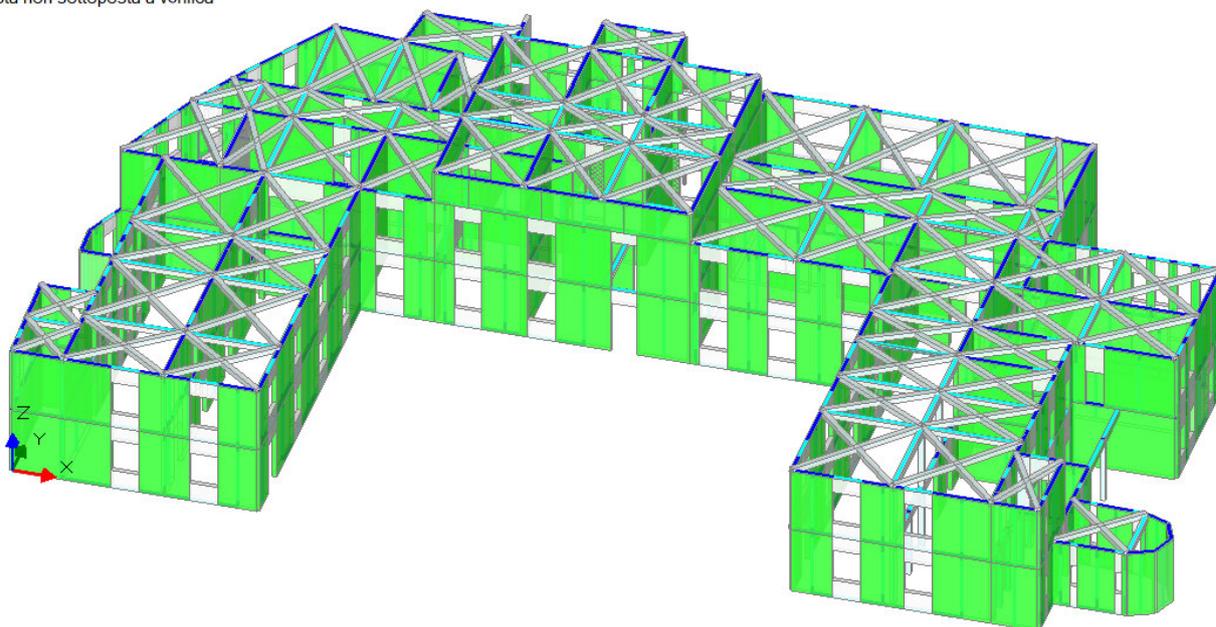


Fig. 6-21: Verifica statica non sismica – involucro delle combinazioni di carico a taglio

Per dare un quadro più completo, si riporta sotto un quadro di sintesi della verifica statica (Fig. 6-22).

Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]		
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura		
Involucro CCC		
Verifica di Resistenza della Struttura (STR)		
Pressofless. complanare [§4.5.6]	1.043	100%
Taglio scorcimento [§4.5.6]	1.705	100%
Taglio fessuraz. diag. [§4.5.6]	2.533	100%

Fig. 6-22: Verifica statica non sismica – quadro di sintesi

6.6.3 ANALISI SISMICA STATICA NON LINEARE (PUSHOVER)

In questo paragrafo si illustrano i risultati ottenuti dall'analisi statica non lineare Pushover, eseguita per ottenere un indice di rischio sismico della costruzione, confrontando e rapportando tra loro la PGA (Peak Ground Acceleration) di capacità dell'edificio, cioè la massima accelerazione che l'edificio è in grado di sostenere, e la PGA di domanda, cioè la massima accelerazione al suolo che ci si può aspettare in un determinato arco di tempo in un dato punto del territorio nazionale.

Come da D.M. 17 gennaio 2018 (NTC18) al §7, si sono eseguite le analisi sismiche nelle due direzioni (X e Y) e nei due versi (+ e -) con l'aggiunta di momento torcente dovuto all'incertezza che si ha nella distribuzione spaziale dei carichi sul solaio e di conseguenza sulla effettiva coincidenza del baricentro geometrico con il baricentro delle masse del solaio. La norma indica per questo scostamento un valore pari a 5%. Questo porta

all'elaborazione di 12 curve per ogni distribuzione di forze: in tutto saranno 24 le curve e i relativi risultati elaborati.

Trattandosi di intervento di adeguamento riferibile al punto c) del cap. 8.4.3. delle NTC2018, il parametro di riferimento è il raggiungimento di una PGA di capacità pari almeno all'80% della PGA di domanda.

Di seguito si illustrano sinteticamente i risultati ottenuti. Per maggiori dettagli sulle curve di capacità si rimanda all'allegato A1.

Al fine di una maggiore comprensione dei risultati, si fa presente che la direzione X è parallela a via Guido Reni.

N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	ζ ,PGA(SLV)	ζ ,TR(SLV)	VN,CLV
1	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	A	+X'				L3	1.049	1.114	56
2	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'		+		L3	1.029	1.086	54
3	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'		-		L3	1.049	1.114	56
4	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y'				L3	0.984	0.954	48
5	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y'		+		L3	0.874	0.677	34
6	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y'		-		L3	1.139	1.426	71
7	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	-X'				L3	1.023	1.031	52
8	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	-X'		+		L3	1.120	1.354	68
9	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	-X'		-		L3	1.023	1.031	52
10	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	-Y'				L3	1.288	2.131	107
11	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	-Y'		+		L3	1.275	2.031	102
12	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	-Y'		-		L3	0.997	0.979	49
13	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X'				L3	1.469	3.476	174
14	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X'		+		L3	1.469	3.476	174
15	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X'		-		L3	1.469	3.476	174
16	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+Y'				L3	1.469	3.476	174
17	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+Y'		+		L3	1.469	3.476	174
18	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+Y'		-		L3	1.469	3.476	174
19	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-X'				L3	1.469	3.476	174
20	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-X'		+		L3	1.469	3.476	174
21	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-X'		-		L3	1.469	3.476	174
22	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-Y'				L3	1.469	3.476	174
23	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-Y'		+		L3	1.469	3.476	174
24	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-Y'		-		L3	1.469	3.476	174

Fig. 6-23: Sintesi dei risultati dell'analisi Pushover dello stato di fatto e individuazione della curva più debole

Da quanto emerge dalla Fig. 6-23, viene raggiunto, nel caso con risultato minore, un indice di rischio pari a 0.874 (87.4% della massima PGA attesa sul suolo di costruzione). Viene pertanto raggiunta e superata la soglia di verifica posta per l'adeguamento sismico.

6.7 MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO

Si riportano di seguito gli esiti delle analisi dei principali meccanismi di collasso da cui risulta che gli indici dei meccanismi sono ≥ 0.80 .

Meccanismo	α_0	PGA_c/PGA_d
Ala sx - parete Sud-P1	0.427	5.191
Ala sx - parete Sud-PT	0.910	11.927
Ala sx - parete Ovest-P1	0.352	4.985
Ala sx - parete Ovest-PT	0.728	11.106
Ala sx - Nord corpetto - P1	0.320	5.021
Ala sx - Nord corpetto - PT	0.646	10.858
Ala sx - N - P1	0.457	5.360
Ala sx - N - PT	0.975	12.306
Ala dx - N - P1	0.464	5.354
Ala dx - N - PT	0.996	12.372
Ala dx - parete Ovest -P1	0.352	4.985
Ala dx - parete Ovest-PT	0.728	11.106
Fronte P1	0.451	5.245
Fronte PT	0.941	11.799
Ala dx - S - P1	0.451	5.245
Retro - S-E - P1	0.435	5.046
Retro - S-E - PT	0.981	9.745
Retro - S sala -P1	0.537	5.550

Fig. 6-24: Sintesi dei risultati dell'analisi del meccanismo di flessione di parete vincolata ai bordi

Si evidenzia che, visto quanto previsto in progetto ovvero:

- presenza di cappa in c.a. ancorata alle murature a livello dei solai di piano primo;
- piatto in acciaio di cinturazione in sommità delle murature a livello della copertura e tavolato in OSB di rinforzo delle falde;
- buona connessione tra pareti ortogonali;
- assenza di lesioni che facciano presumere un possibile innesco di meccanismi locali di collasso.

queste modalità di crisi assumono una rilevanza secondaria rispetto alla resistenza sismica globale del fabbricato.

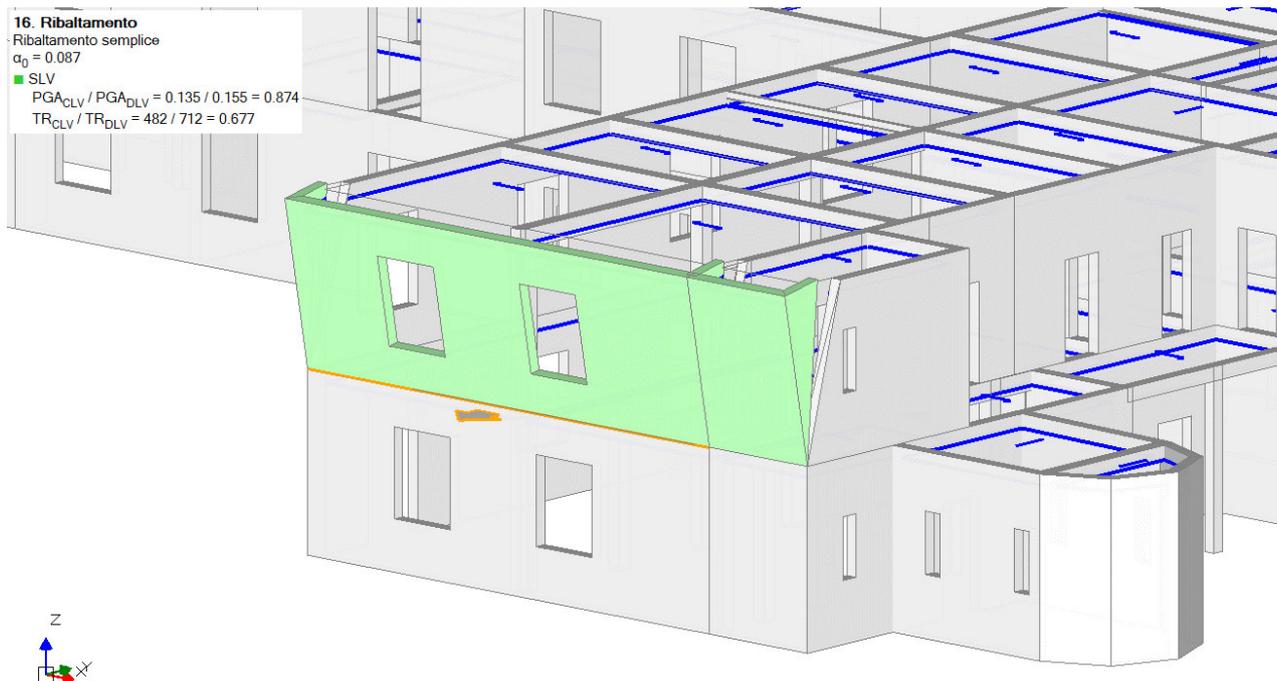


Fig. 6-25: Verifica del ribaltamento della facciata Ovest lato via Guido Reni



Fig. 6-26: Verifica del ribaltamento della facciata principale

22. Ribaltamento ala

Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.079$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.124 / 0.155 = 0.803$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 402 / 712 = 0.565$$



Fig. 6-27: Verifica del *ribaltamento dell'ala laterale*

7 FONDAZIONI

Gli aspetti fondazionali vengono presi in considerazione:

- nel caso di realizzazione di nuove fondazioni;
- in corrispondenza delle fondazioni in cui si prevede un aumento dei carichi: è il caso degli allineamenti murari longitudinali interni del corpo nord e del corpo centrale in cui è prevista la modifica dello schema di funzionamento della copertura, attualmente basato su grandi capriate poggianti solo sui muri esterni ma che in configurazione di progetto prevede travi disposte lungo la falda e poggianti anche sugli allineamenti interni; questi allineamenti murari vengono inoltre, a questo scopo, innalzati dal livello di sottotetto fino alle quote di colmo, con aumento quindi del peso della muratura;
- limitatamente ad eventuali porzioni di edificio con dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni, come prescritto al cap. 8.3 delle NTC18. In questo caso si evidenzia che l'edificio non presenta particolari fenomeni lesivi o di dissesto statico diversi da quelli legati al degrado avanzato del bene, risultante dal prolungato abbandono. Fanno eccezione alcune lesioni sulla facciata est del corpo sud ma che un'analisi del tessuto murario fa ricondurre a molteplici manomissioni dei paramenti murari e a varie discontinuità della muratura con fori esistenti tamponati, mancanza di adeguati ammorsamenti, inserti in materiali disomogenei, il tutto amplificato, soprattutto nella parte alta della facciata, dal crollo totale delle strutture orizzontali e quindi dalla mancanza dei necessari ritegni della facciata stessa. Pertanto non si ritengono necessarie analisi fondazionali per cause legate a dissesti della struttura.

Le analisi e le verifiche di sicurezza delle fondazioni esistenti si basano sugli esiti delle indagini eseguite nella fase conoscitiva e consistenti in scavi puntuali eseguiti fino alla quota di imposta delle fondazioni, oltre ovviamente alle specifiche indagini geologiche per la caratterizzazione dei terreni.

La condizione più gravosa per le fondazioni risulta quella con carichi statici. I risultati delle analisi numeriche fem, in termini di sforzi sul terreno, sono riportati nella figura seguente per gli allineamenti studiati:

Tensione sul terreno (A)
N/mmi² (Valore assoluto)

0.039 - 0.056
0.056 - 0.073
0.073 - 0.091
0.091 - 0.108
0.108 - 0.125
0.125 - 0.142
0.142 - 0.159
0.159 - 0.176
0.176 - 0.193
0.193 - 0.210

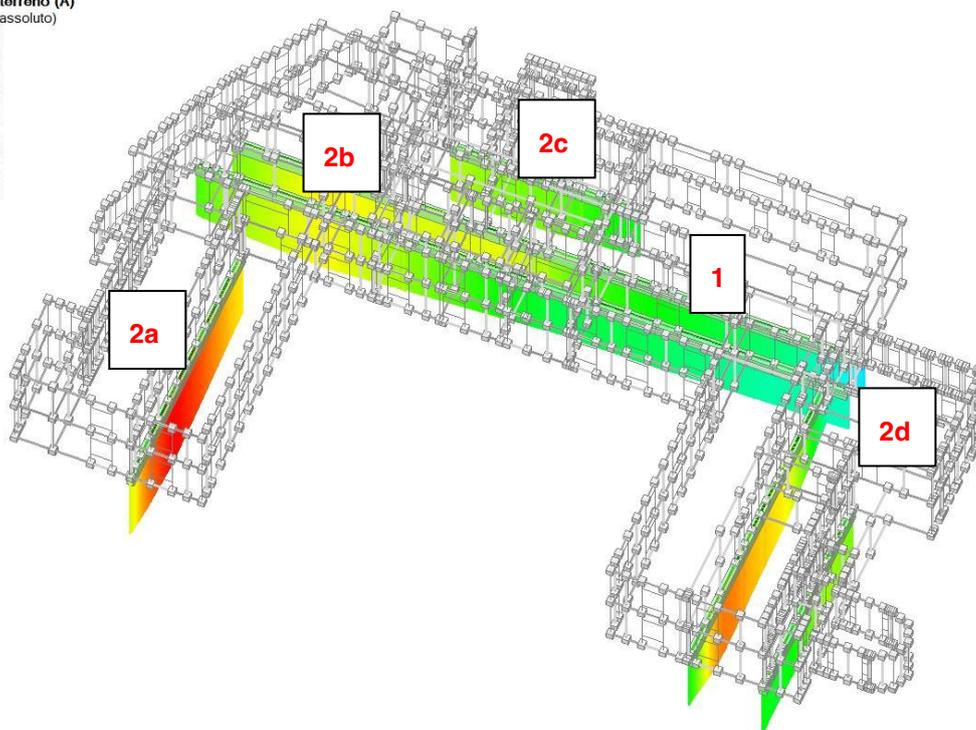


Fig. 7-1: Verifica statica non sismica – tensioni allo SLU in fondazione

I parametri che entrano in gioco per il calcolo della tensione limite secondo Meyerhof, come ricavati dalla relazione geologica sono:

Peso specifico terreno	18 kN/m ³
Coesione non drenata c_u	38 kPa
Angolo di attrito interno ϕ	0°
N_q	1.00
N_c	5.14
N_g	0

La verifica delle tensioni sul terreno per le varie tipologie e geometrie rilevate, confrontate con il carico limite determinato secondo le formulazioni di Meyerhof, è riportata nella tabella seguente:

Tipologia fondazione	Tensione sul terreno	Tensione limite
Tipo 1 (sezione a T – b: 85 cm; prof: 100 cm)	0.131 MPa	0.132 MPa
Tipo 2a (prosecuzione muratura – b: 50 cm)	0.211 MPa	0.140 MPa
Tipo 2b (prosecuzione muratura – b: 50 cm)	0.175 MPa	0.140 MPa
Tipo 2c (prosecuzione muratura – b: 50 cm)	0.165 Mpa	0.140 MPa
Tipo 2d (prosecuzione muratura – b: 50 cm)	0.182 MPa	0.140 MPa

Si osserva il superamento della tensione limite in corrispondenza della fondazione tipo 2 nelle varie porzioni di fabbricato. Le verifiche di sicurezza per queste fondazioni non sono pertanto soddisfatte

Si opta quindi per il rinforzo delle fondazioni staticamente insufficienti per mezzo di cordoli in c.a. affiancati alle fondazioni e collegati con by-pass. Gli schemi degli interventi progettati sono riportati nelle Fig. 7-2 e Fig. 7-3 seguenti.

Gli interventi prevedono altresì la realizzazione di nuove travi di fondazione in calcestruzzo armato in corrispondenza del corpo sud, ove si prevede la parziale o la totale sostituzione delle strutture in elevazione con nuove intelaiature anch'esse in c.a..



Fig. 7-2: Interventi di consolidamento delle fondazioni – localizzazione in pianta

SCHEMA TIPOLOGICO RINFORZO FONDAZIONI
Armatura by-pass

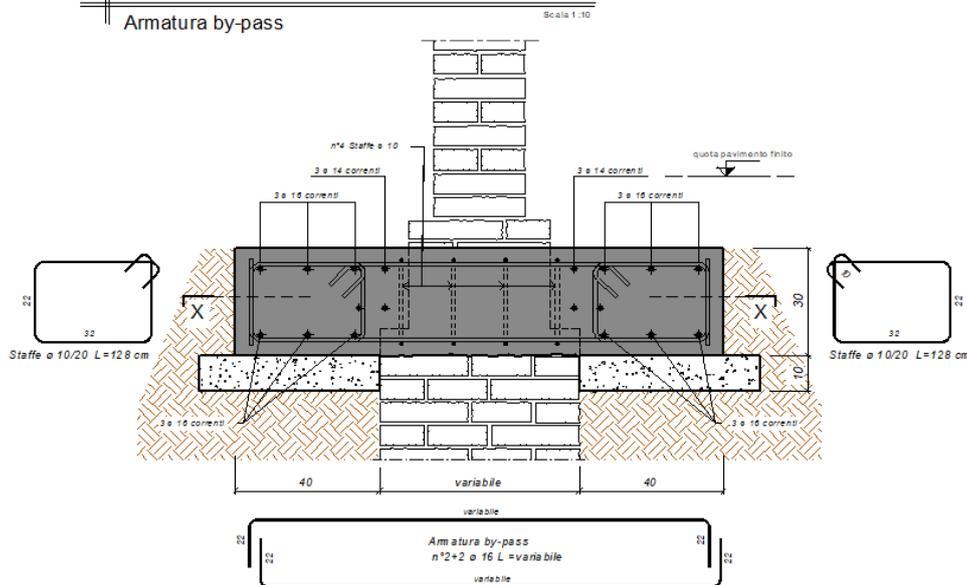


Fig. 7-3: Interventi di consolidamento delle fondazioni esistenti – dettagli

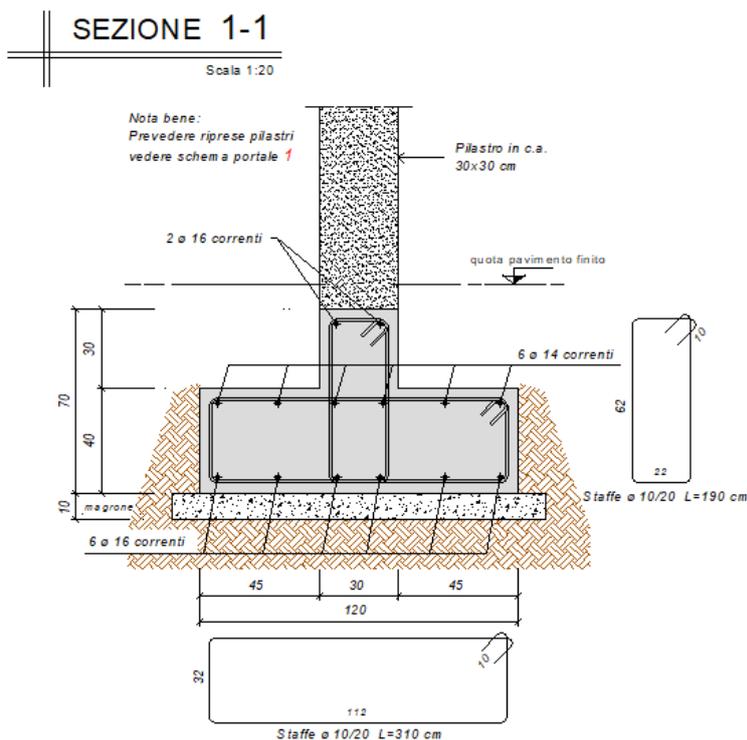


Fig. 7-4: Nuove fondazioni a trave del corpo sud.

I risultati delle analisi numeriche fem, in termini di sforzi sul terreno, nella configurazione di progetto con fondazioni rinforzate e nuove fondazioni, sono riportati nella figura seguente:

Tensione sul terreno (A)
N/mm² (Valore assoluto)

- 0.035 - 0.048
- 0.048 - 0.061
- 0.061 - 0.074
- 0.074 - 0.087
- 0.087 - 0.100
- 0.100 - 0.113
- 0.113 - 0.126

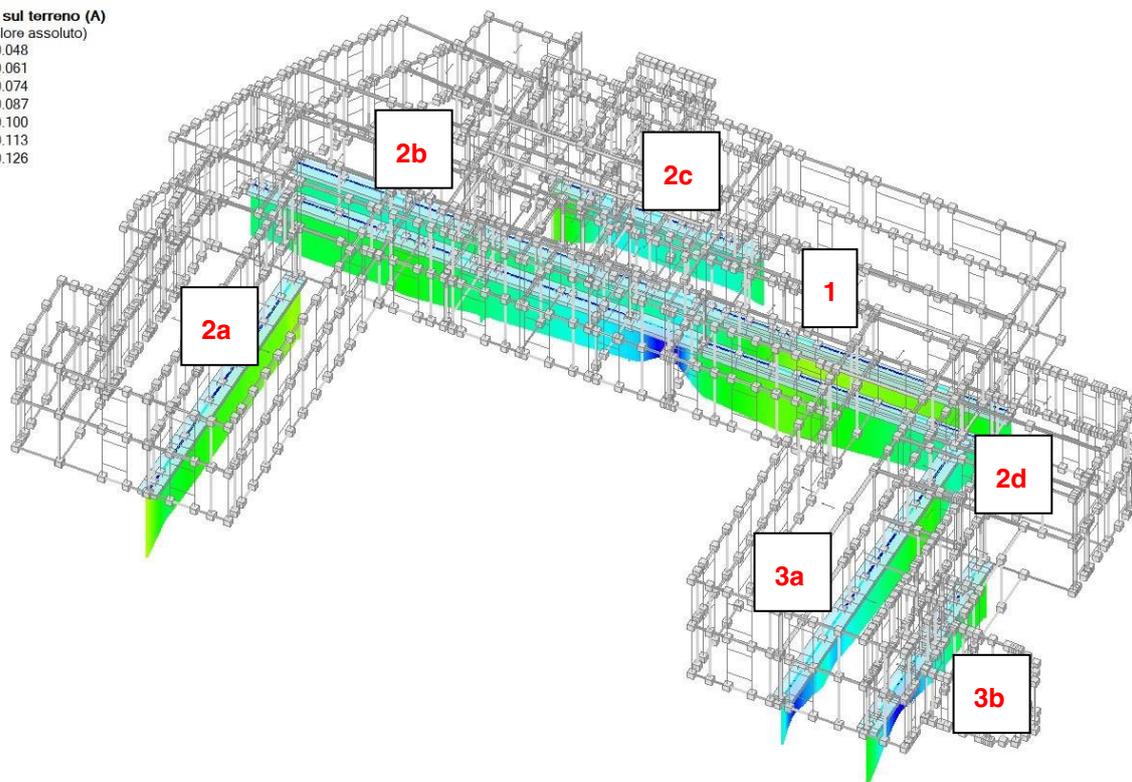


Fig. 7-5: Verifica statica non sismica – tensioni allo SLU in fondazione con interventi di rinforzo

da cui le verifiche puntuali delle tensioni sul terreno:

Tipologia fondazione	Tensione sul terreno	Tensione limite
Tipo 2a (prosecuzione muratura – b: 50 cm)	0.129 MPa	0.140 MPa
Tipo 2b (prosecuzione muratura – b: 50 cm)	0.113 MPa	0.140 MPa
Tipo 2c (prosecuzione muratura – b: 50 cm)	0.122 MPa	0.140 MPa
Tipo 2d (prosecuzione muratura – b: 50 cm)	0.117 MPa	0.140 MPa
Tipo 3a (nuova trave in c.a. – b: 120 cm)	0.093 MPa	0.130 MPa
Tipo 3b (nuova trave in c.a. – b: 120 cm)	0.114 MPa	0.130 MPa

Le verifiche di sicurezza risultano soddisfatte.

8 SOLAI

8.1 SOLAI IN LEGNO

I solai di piano primo saranno per la maggior parte realizzati in travi di legno e tavolato con cappa collaborante in calcestruzzo armato. I carichi agenti sono riportati al §6.3.

Si individuano i solai come mostrato in Fig. 8-1:

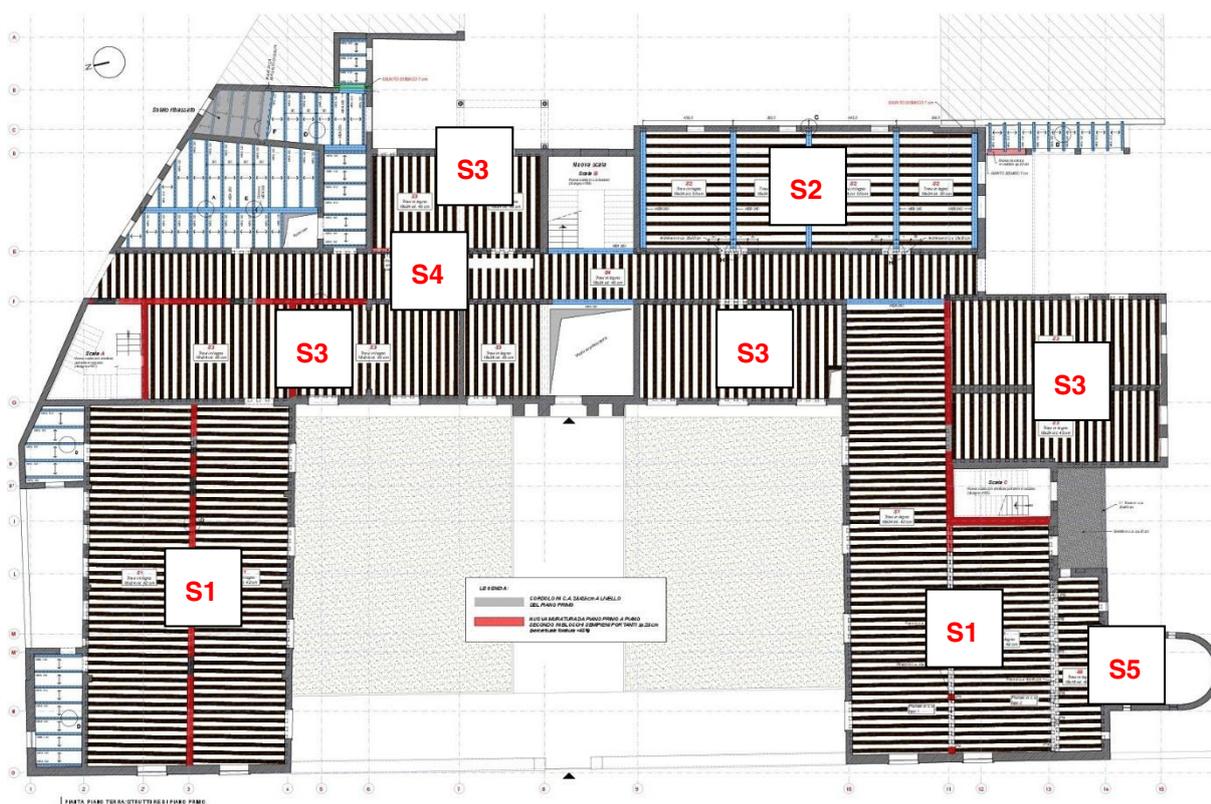


Fig. 8-1: Individuazione dei solai

Si riporta una tabella riassuntiva che illustra le varie dimensioni dei campi di solaio:

CAMPO DI SOLAIO	DIMENSIONI TRAVI (BxH)
S1	18xH24 cm ; i=42 cm
S2	18xH24 cm ; i=50 cm
S3	18xH24 cm ; i=45 cm
S4	18xH24 cm ; i=45 cm
S5	18xH18 cm ; i=42 cm

Inoltre, nella seguente tabella si riporta la geometria dei connettori legno-calcestruzzo:

TABELLA PER POSIZIONAMENTO CONNETTORI				
solaio tipo	diametro connettori	zona appoggi (A)		zona mezzeria (B)
		interasse "a"	distanza da appoggi	interasse "b"
S1	12 mm	12,5 cm	1/3 luce	25 cm
S2	12 mm	15 cm	1/3 luce	25 cm
S3	12 mm	15 cm	1/3 luce	30 cm
S4	12 mm	30 cm - passo connettori uniforme per tutta la lunghezza della trave		

8.1.1 VERIFICA STATICA

Vengono riportate di seguito, per ogni tipologia di solaio, le verifiche allo SLU e allo SLE (a $t=0$ e $t=\infty$) svolte con l'ausilio di un foglio di calcolo elettronico.

SOLAIO S1

BREVE PERIODO		$\sigma_1/f_{cd} = 0,37$	$\sigma_{11,(1C)}/f_{cd,(1cd)} = 0,04$	$\sigma_2/f_{1,0,d} + \sigma_{m,2}/f_{m,y,d} = 0,57$
Freccia a t_b 5 mm		$\tau_{2,max}/f_{v,d} = 0,27$	$F_{Sd}/R_d = 0,96$	
$L/U_{s,tot,10} = 1082$		$\eta = [(EJ)_{ef} - (EJ)_0]/[(EJ)_{\infty} - (EJ)_0] = 0,35$		
LUNGO PERIODO		$\sigma_1/f_{cd} = 0,29$	$\sigma_{11,(1C)}/f_{cd,(1cd)} = 0,07$	$\sigma_2/f_{1,0,d} + \sigma_{m,2}/f_{m,y,d} = 0,59$
Freccia a t_b 8,8 mm		$\tau_{2,max}/f_{v,d} = 0,28$	$F_{Sd}/R_d = 0,92$	
Limite luce/freccia (a t infinito):		$L/U_{s,tot,10} = 614$	$\eta = [(EJ)_{ef} - (EJ)_0]/[(EJ)_{\infty} - (EJ)_0] = 0,42$	
		250	← CAMBIA	



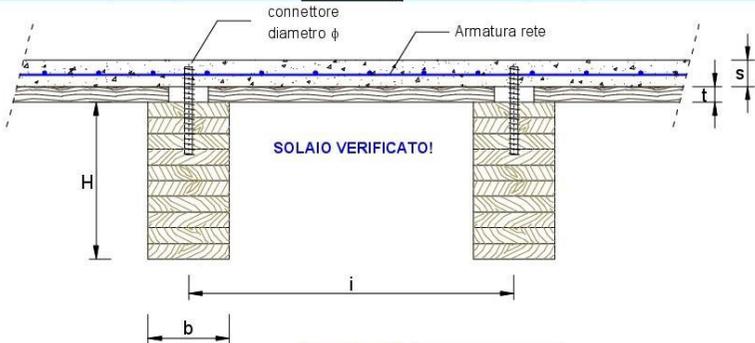
Classe di servizio (travi portanti lignee):	classe 1	classe 1	$k_{def} = 0,60$
classe durata pesi propri e perm. portati:	<i>permanente</i>	→	$k_{mod,II} = 0,60$
classe durata sovraccarico esercizio:	media	media	$k_{mod,I} = 0,80$
Coefficiente parziale SLU (permanenti):	1,30 = γ_G	Valore ψ_2 (EN 1995:2005) =	1,00
Coefficiente parziale SLU (variabili eserc.):	1,50 = γ_Q		

CARICO PERMANENTE PORTATO (escluso pesi propri trave, tavolato e soletta):	3,30 kN/m ²
CARICO VARIABILE DI ESERCIZIO (nominale):	4,00 kN/m ²
CARICO PERMANENTE PORTATO calcolato (compreso anche di tutti i pesi propri):	5,08 kN/m ²

Travi portanti in legno:	massiccio
Classe resistenza travi legnee:	C24
spessore soletta cls:	s = 5,0 cm
(collaborante)	8 mm/20x20
Rete nella soletta:	8 mm/20x20
spessore tavolato ("gap"):	t = 2,5 cm
densità tavolato:	420,0 kg/m ³
base della trave legno:	b = 18,0 cm
altezza trave legno:	H = 24,0 cm
interasse travi lignee:	i = 42,0 cm
luce teorica travi legno:	L = 5,41 m
diametro connettore:	d = 12 mm
Classe resistenza:	B450C
(acciaio connettore)	
Classe resistenza CLS:	C28/35
Passo minimo conn.:	$s_{min} =$ 12,5 cm
(lungo i primi "terzi" o "quarti")	
passo massimo conn.:	$s_{max} =$ 25,0 cm
(nella rimanente zona centrale)	Passo massimo
interasse efficace:	$s_{eq} =$ 15,6 cm
copriferro connettore:	c = 2,0 cm
(da estradosso soletta)	
lunghezza infissione:	$l_w =$ 12,0 cm
(minimo nel legno)	
tratto di infissione:	$l_c =$ 3,0 cm
(minimo nella soletta di cls)	
Lunghezza connettore:	$l_b =$ 15,0 cm
(minimo lungo la verticale)	

SOLAIO S2

BREVE PERIODO		$\sigma_{1d}/f_{cd} = 0,30$	$\sigma_{1t,(1C)}/f_{td,(cd)} = 0,87$	$\sigma_{2d}/f_{t,d} + \sigma_{m,2d}/f_{m,y,d} = 0,51$
Freccia a t	3,5 mm	$\tau_{2,max}/f_{v,d} = 0,28$	$F_{Sd}/R_d = 0,93$	$\eta = [(EJ)_{ef} - (EJ)_0] / [(EJ)_{\infty} - (EJ)_0] = 0,25$
$L/U_{tot,III} = 1309$				
LUNGO PERIODO		$\sigma_{1d}/f_{cd} = 0,21$	$\sigma_{1t,(1C)}/f_{td,(cd)} = 0,01$	$\sigma_{2d}/f_{t,d} + \sigma_{m,2d}/f_{m,y,d} = 0,53$
Freccia a t	5,9 mm	$\tau_{2,max}/f_{v,d} = 0,28$	$F_{Sd}/R_d = 0,91$	$\eta = [(EJ)_{ef} - (EJ)_0] / [(EJ)_{\infty} - (EJ)_0] = 0,30$
Limite luce/freccia (a t infinito):	$L/U_{tot,III} = 776$	250	← CAMBIA	



Travi portati in legno: **massiccio**

Classe resistenza travi legnee: **C24**

spessore soletta cls: $s = 5,0$ cm
(collaborante)

Rete nella soletta: 8 mm/20x20

spessore tavolato ("gap"): $t = 2,5$ cm

densità tavolato: **420,0** kg/m³

base della trave legno: $b = 18,0$ cm

altezza trave legno: $H = 24,0$ cm

interasse travi legnee: $i = 50,0$ cm

luce teorica travi legno: $L = 4,58$ m

diametro connettore: $d = 12$ mm

Classe resistenza: **B450C**
(acciaio connettore)

Classe resistenza CLS: **C28/35**

Passo minimo conn.: $s_{min} = 15,0$ cm
(lungo i primi "terzi" o "quarti")

passo massimo conn.: $s_{max} = 25,0$ cm
(nella rimanente zona centrale) Passo massimo

interasse efficace: $s_{eq} = 17,5$ cm

copriferro connettore: $c = 2,0$ cm
(da estradosso soletta)

lunghezza infissione: $l_w = 12,0$ cm
(minimo nel legno)

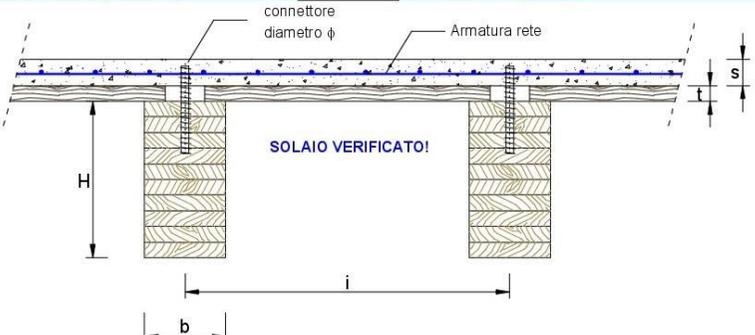
tratto di infissione: $l_e = 3,0$ cm
(minimo nella soletta di cls)

Lunghezza connettore: $l_b = 15,0$ cm
(minimo lungo la verticale)

Classe di servizio (travi portanti legnee):	classe 1	classe 1	$k_{def} = 0,60$
classe durata pesi propri e perm. portati:	<u>permanente</u>	→	$k_{mod,II} = 0,60$
classe durata sovraccarico esercizio:	media	media	$k_{mod,I} = 0,80$
Coefficiente parziale SLU (permanenti):	1,30 = γ_G	Valore ψ_2 (EN 1995:2005) = 1,00	
coefficiente parziale SLU (variabili eserc.):	1,50 = γ_Q		

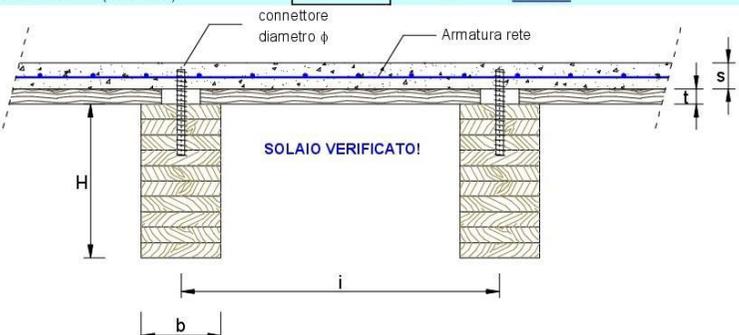
CARICO PERMANENTE PORTATO (escluso pesi propri trave, tavolato e soletta):	3,30 kN/m ²
CARICO VARIABILE DI ESERCIZIO (nominale):	4,00 kN/m ²
CARICO PERMANENTE PORTATO calcolato (compreso anche di tutti i pesi propri):	5,01 kN/m ²

SOLAIO S3

BREVE PERIODO		$\sigma_{1d}/f_{cd} = 0,30$	$\sigma_{11,(1C)}/f_{cd,(cd)} = 0,55$	$\sigma_{2d}/f_{1,0,d} + \sigma_{m,2d}/f_{m,y,d} = 0,48$
Freccia a t	4,3 mm	$\tau_{2,max}/f_{v,d} = 0,24$	$F_{Sd}/R_d = 0,91$	
	$L/U_{0,tot,FI} = 1172$	(tensione di compressione)		$\eta = [(EJ)_{ef} - (EJ)_0]/[(EJ)_{inf} - (EJ)_0] = 0,28$
LUNGO PERIODO		$\sigma_{1d}/f_{cd} = 0,22$	$\sigma_{11,(1C)}/f_{cd,(cd)} = 0,03$	$\sigma_{2d}/f_{1,0,d} + \sigma_{m,2d}/f_{m,y,d} = 0,50$
Freccia a t	7,4 mm	$\tau_{2,max}/f_{v,d} = 0,25$	$F_{Sd}/R_d = 0,88$	
Limite luce/freccia (a t infinito):	$L/U_{0,tot,FI} = 681$	← CAMBIA		$\eta = [(EJ)_{ef} - (EJ)_0]/[(EJ)_{inf} - (EJ)_0] = 0,34$
				
Classe di servizio (travi portanti lignee):	classe 1	classe 1	$k_{def} = 0,60$	
classe durata pesi propri e perm. portati:	<u>permanente</u>	→	$k_{mod,II} = 0,60$	
classe durata sovraccarico esercizi:	media	media	$k_{mod,I} = 0,80$	
Coefficiente parziale SLU (permanenti):	1,30 = γ_G	Valore ψ_2 (EN 1995:2005) =	1,00	
coefficiente parziale SLU (variabili eserc.):	1,50 = γ_Q			
CARICO PERMANENTE PORTATO (escluso pesi propri trave, tavolato e soletta):		3,30	kN/m ²	
CARICO VARIABILE DI ESERCIZIO (nominale):		3,00	kN/m ²	
CARICO PERMANENTE PORTATO calcolato (compreso anche di tutti i pesi propri):		5,05	kN/m ²	
Travi portati in legno:	mass			
Classe resistenza travi lignee:	C24			
spessore soletta cls:	s =	5,0		
(collaborante)	Rete nella soletta: 8 mm/20x20			
spessore tavolato ("gap"):	t =	2,5		
densità tavolato:	420,0			
base della trave legno:	b =	18,0		
altezza trave legno:	H =	24,0		
interasse travi lignee:	i =	45,0		
luce teorica travi legno:	L =	5,04		
diametro connettore:	d =	12		
Classe resistenza:	B450C			
(acciaio connettore)				
Classe resistenza CLS:	C28/35			
Passo minimo conn.:	$s_{min} =$	15,0		
(lungo i primi "terzi" o "quarti")				
passo massimo conn.:	$s_{max} =$	30,0		
(nella rimanente zona centrale)	Passo m			
interasse efficace:	$s_{eq} =$	18,8		
copriferro connettore:	c =	2,0		
(da estradosso soletta)				
lunghezza infissione:	$l_w =$	12,0		
(minimo nel legno)				
tratto di infissione:	$l_c =$	3,0		
(minimo nella soletta di cls)				
Lunghezza connettore:	$l_b =$	15,0		
(minimo lungo la verticale)				

SOLAIO S4

BREVE PERIODO		$\sigma_{1c}/f_{cd} = 0,07$	$\sigma_{11,(1c)}/f_{cd} = 0,69$	$\sigma_2/f_{t,0,d} + \sigma_{m,2}/f_{m,y,d} = 0,14$
Freccia a t_1	0,4 mm	$L/U_{a,tot} = 6038$	$\tau_{2,max}/f_{v,d} = 0,14$	$F_{Sd}/R_d = 0,22$
		$\eta = [(EJ)_{ef} - (EJ)_0] / [(EJ)_w - (EJ)_0] = 0,05$		Travi portati in legno: massiccio
LUNGO PERIODO		$\sigma_{1c}/f_{cd} = 0,04$	(tensione di trazione) $\sigma_{11,(1c)}/f_{cd} = 0,33$	$\sigma_2/f_{t,0,d} + \sigma_{m,2}/f_{m,y,d} = 0,14$
Freccia a t_2	0,7 mm	$L/U_{a,tot} = 3450$	$\tau_{2,max}/f_{v,d} = 0,14$	$F_{Sd}/R_d = 0,22$
Limite luce/freccia (a t infinito):		250	← CAMBIA	



Classe di servizio (travi portanti lignee):	classe 1	classe 1	$k_{def} = 0,60$
classe durata pesi propri e perm. portati:	permanente	→	$k_{mod,II} = 0,60$
classe durata sovraccarico esercizio:	media	media	$k_{mod,I} = 0,80$
Coefficiente parziale SLU (permanenti):	1,30 = γ_G	Valore ψ_2 (EN 1995:2005) = 1,00	
Coefficiente parziale SLU (variabili eserc.):	1,50 = γ_Q		

CARICO PERMANENTE PORTATO (escluso pesi propri trave, tavolato e soletta):	3,30 kN/m ²
CARICO VARIABILE DI ESERCIZIO (nominale):	3,00 kN/m ²
CARICO PERMANENTE PORTATO calcolato (compreso anche di tutti i pesi propri):	5,05 kN/m ²

spessore soletta cls:	s = 5,0 cm
(collaborante)	
Rete nella soletta:	8 mm/20x20
spessore tavolato ("gap"):	t = 2,5 cm
densità tavolato:	420,0 kg/m ³
base della trave legno:	b = 18,0 cm
altezza trave legno:	H = 24,0 cm
interasse travi lignee:	i = 45,0 cm
luce teorica travi legno:	L = 2,42 m
diametro connettore:	d = 12 mm
Classe resistenza:	B450C
(acciaio connettore)	
Classe resistenza CLS:	C28/35
Passo minimo conn.:	$S_{min} =$ 30,0 cm
(lungo i primi "terzi" o "quarti")	
passo massimo conn.:	$S_{max} =$ 30,0 cm
(nella rimanente zona centrale)	Passo massimo
interasse efficace:	$S_{eq} =$ 30,0 cm
copriferro connettore:	c = 2,0 cm
(da estradosso soletta)	
lunghezza infissione:	$l_w =$ 12,0 cm
(minimo nel legno)	
tratto di infissione:	$l_c =$ 3,0 cm
(minimo nella soletta di cls)	
Lunghezza connettore:	$l_b =$ 15,0 cm
(minimo lungo la verticale)	

8.1.2 RESISTENZA AL FUOCO

Le strutture di solaio vengono verificate, secondo le prescrizioni del progetto antincendio, per una resistenza al fuoco a R60.

La componente acciaio, rappresentata dalle travi metalliche, verrà protetta con prodotti intumescenti.

Per la componente legno si procede alla verifica di calcolo secondo NTC18 e UNI EN 1995-1-2 con il metodo della sezione trasversale ridotta. Ai fini della presente verifica si considerano le sole travi in legno di sezione 180xH240 mm e si trascura il contributo alla resistenza della cappa collaborante in c.a.; si ha:

resistenza:

$$f_{20} = k_{fi} \cdot f_k = 1.25 \cdot 24.0 = 30.0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,d} = k_{mod,fi} \cdot f_{20} / \gamma_M = 30.0 / 1.0 = 30.0 \text{ N/mm}^2$$

profondità di carbonizzazione:

$$d_{char,n} = b_n \cdot t = 0.8 \cdot 60 = 48 \text{ mm}$$

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0 = 48 + 1 \cdot 7 = 55 \text{ mm}$$

Le verifiche dei solai sono sintetizzate nella tabella seguente.

Solaio	L_c	B	B_{ef}	H	H_{ef}	i	W_{ef}	J_{ef}	p_{SLU}	M_{Ed}	σ_I	$f_{m,d}$	Verifica
	m	mm	mm	mm	mm	mm	cm ³ /m	cm ⁴ /m	kN/m ²	kNm/m	N/mm ²	N/mm ²	
S1	5,41	180	70	240	185	420	951	8794	7,48	27,37	28,8	30,0	0,96
S2	4,58	180	70	240	185	500	799	7387	7,41	19,43	24,3	30,0	0,81
S3	5,04	180	70	240	185	450	887	8208	6,85	21,75	24,5	30,0	0,82
S4	2,42	180	70	240	185	450	887	8208	9,09	6,65	7,5	30,0	0,25
S5	2,23	180	70	180	125	420	434	2713	8,95	5,56	12,8	30,0	0,43

La verifica di resistenza al fuoco della componente legno con caratteristica R60 risulta soddisfatta.

8.2 SOLAI IN ACCIAIO

Una parte minore dei solai di piano primo (porzione nord del corpo centrale che a piano terra prevede servizi igienici e vani tecnici) viene realizzata con travi in acciaio, di sezione HEA120 ad interasse 800 mm, e soprastante soletta con lamiera grecata e getto in calcestruzzo collaborante.

Inoltre, una porzione del piano secondo (o sottotetto) è adibita a locali tecnici per impianti; il solaio viene realizzato con travi in acciaio, di sezione IPE160 ad interasse 900 mm, e soprastante grigliato metallico e pannello in legno OSB.

I carichi agenti sono riportati al §6.3.

8.2.1 VERIFICA STATICA

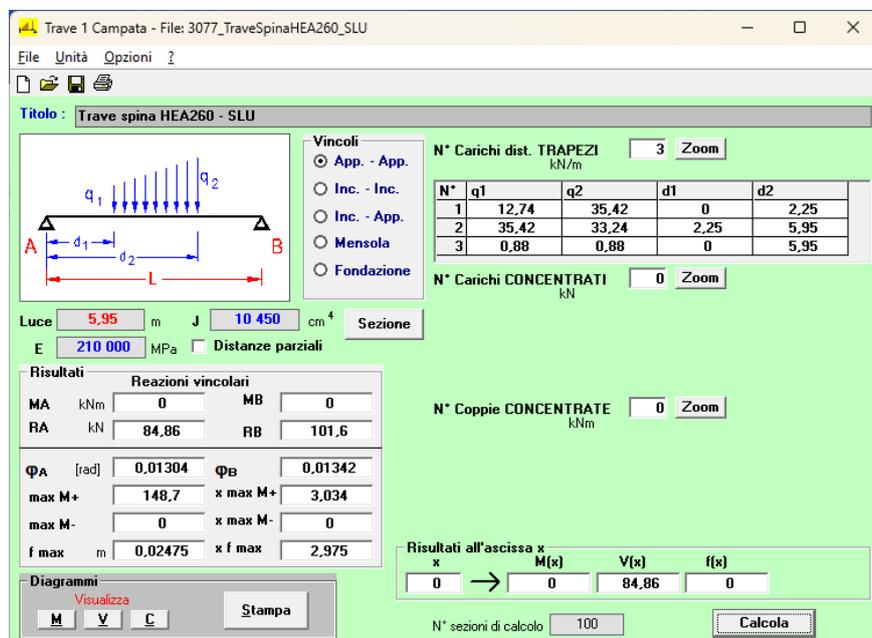
Travi di orditura

Vengono riportate di seguito le verifiche allo SLU e allo SLE dei solai più sollecitati (luce maggiore).

Piano	L_c	Sezione	i	W_{pl,y-y}	J_{y-y}	p_{SLU}	p_{SLE}	M_{Sd}	M_{Rd}	Verifica	δ_{max}	L_c/δ_{max}	δ_2	L_c/δ_2
	m		mm	cm ³ /m	cm ⁴ /m	kN/m ²	kN/m ²	kNm/m	N/mm ²		mm	-	mm	-
P1	3.65	HEA120	800	149.4	758	12.43	8.59	20.69	39.1	0.53	12.5	293	4.4	838
P2	6.30	IPE160	900	137.7	966	3.30	2.29	16.37	36.1	0.45	23.2	272	15.2	415

Trave di spina HEA260 solaio di piano primo

La trave di spina in corrispondenza del vano ascensore viene realizzata con profilato in acciaio tipo HEA260; la luce della campata maggiore è pari a 5.95 m. Per il calcolo delle sollecitazioni, tenuto conto delle varie larghezze di influenza dei solai ivi insistenti, si ha:



Per la resistenza

$$W_{pl,y,HEA260} = 919.8 \text{ cm}^3$$

$$M_{Rd} = 919.8 \cdot 10^3 \cdot 275 / 1.05 = 240.9 \text{ kNm} > M_{Ed}$$

Per le deformazioni si ottiene:

$$\delta_{max} = 17.2 \text{ mm} = L_c / 346 < L_c / 250$$

$$\delta_2 = 6.3 \text{ mm} = L_c / 960 < L_c / 300$$

Le verifiche di sicurezza del solaio in acciaio risultano soddisfatte.

8.2.2 RESISTENZA AL FUOCO

Le travi in acciaio non sono atte a garantire la richiesta resistenza al fuoco R60. Si prevede pertanto la protezione di queste strutture con controsoffitto che garantisca la caratteristica di resistenza prescritta.

9 COPERTURE

9.1 COPERTURE IN LEGNO

La quasi totalità delle strutture di copertura dell'edificio verrà realizzata in travi e tavolato in legno con secondo tavolato di irrigidimento in OSB. I carichi agenti sono riportati al §6.3.

Si individuano i solai come mostrato in Fig. 8-1:

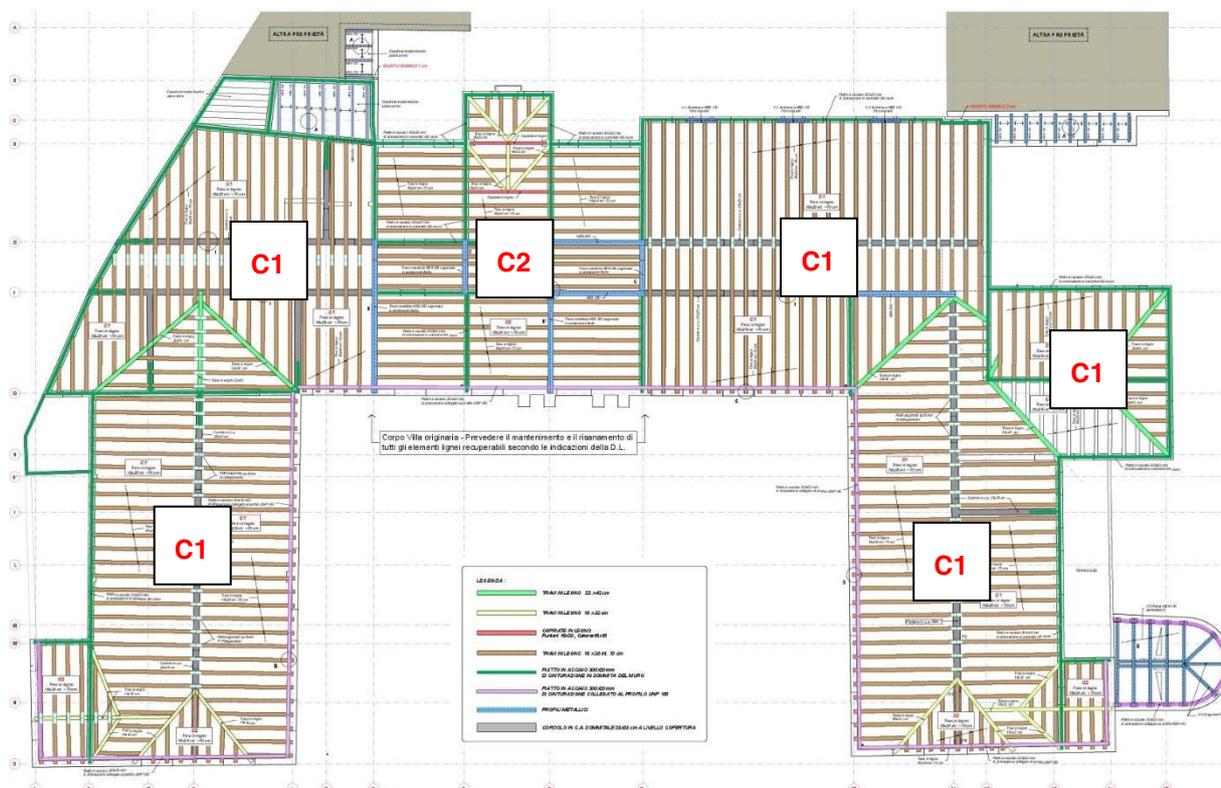


Fig. 9-1: Individuazione dei solai di copertura

Nella tabella che segue sono riassunte le sezioni dei campi di solaio delle travi di orditura:

CAMPO DI SOLAIO	DIMENSIONI TRAVI (BxH)	DIREZIONE
C1	18xH24 cm ; i=70 cm	massima pendenza
C2	18xH24 cm ; i=50 cm	orizzontale

9.1.1 VERIFICA STATICA

Le verifiche di sicurezza degli elementi dell'orditura principale più sollecitati sono riportati nella tabella seguente.

Copertura	L_c m	B mm	H mm	i mm	α °	β °	W cm ³ /m	J cm ⁴ /m	P _{SLU} kN/m ²	P _{SLE} kN/m ²	M _{Sd} kNm/m	σ_1 N/mm ²	f _{m,d} N/mm ²	Verifica
C1	6,30	180	280	700	21,0	0,0	3360	47040	4,70	3,20	23,32	8,0	12,8	0,63
C2	4,59	180	280	700	0,0	22,0	3360	47040	4,70	3,20	12,38	4,9	12,8	0,38

f _{ist} mm	L _v /f _{ist} -	f _{fin} mm	L _v /f _{fin} -
16,7	377	27,9	226
3,6	1275	5,3	866

Il calcolo delle sollecitazioni delle travi diagonali e di spina è stato eseguito mediante modellazione agli elementi finiti per tener conto della geometria tridimensionale dei tetti.

Le travi diagonali e di spina presentano le seguenti sezioni:

- Travi principali: 220xH420 mm
- Travi secondarie: 180xH220 mm

Il modello è mostrato nella figura seguente dove i carichi trasmessi dalle travi di orditura è applicato mediante elementi piastra tipo load-patch:

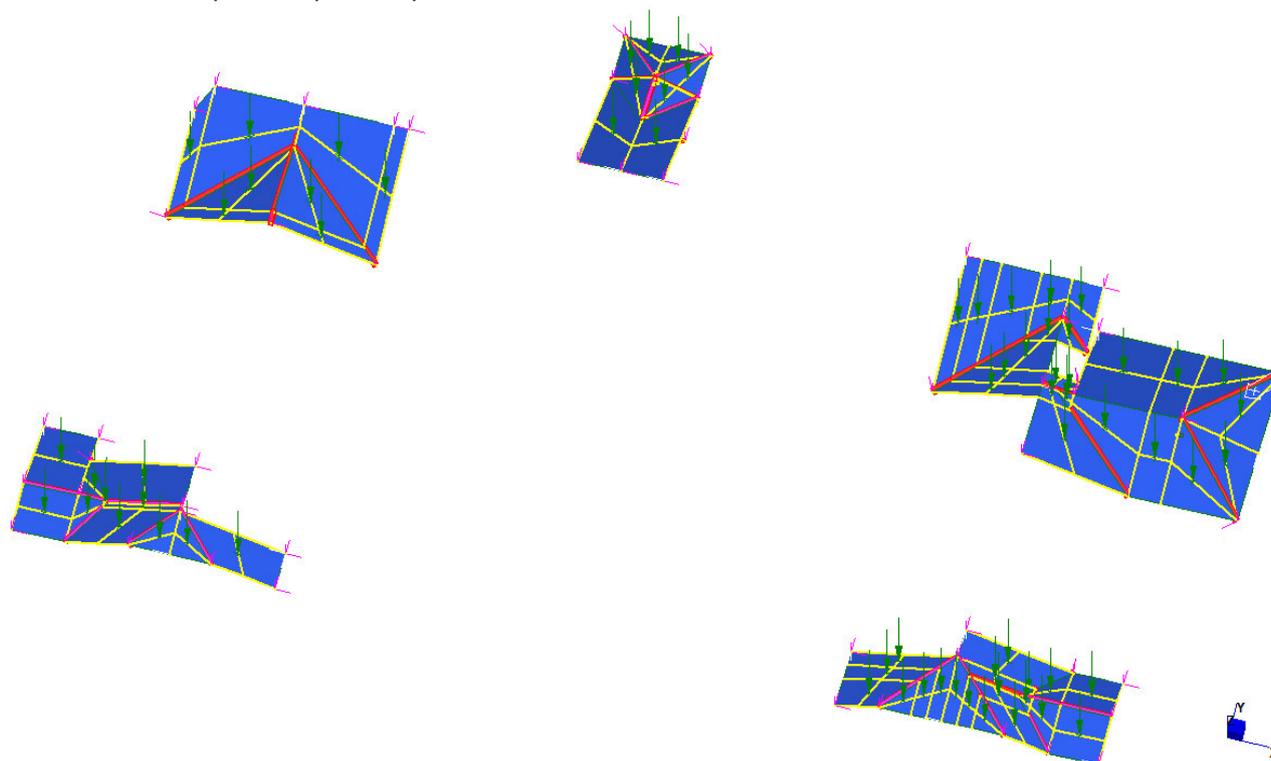


Fig. 9-2: Modelle fem delle porzioni di copertura con travi diagonali e di spina (le porzioni di tetto modellate sono solamente quelle interessate dalla presenza da tali elementi)

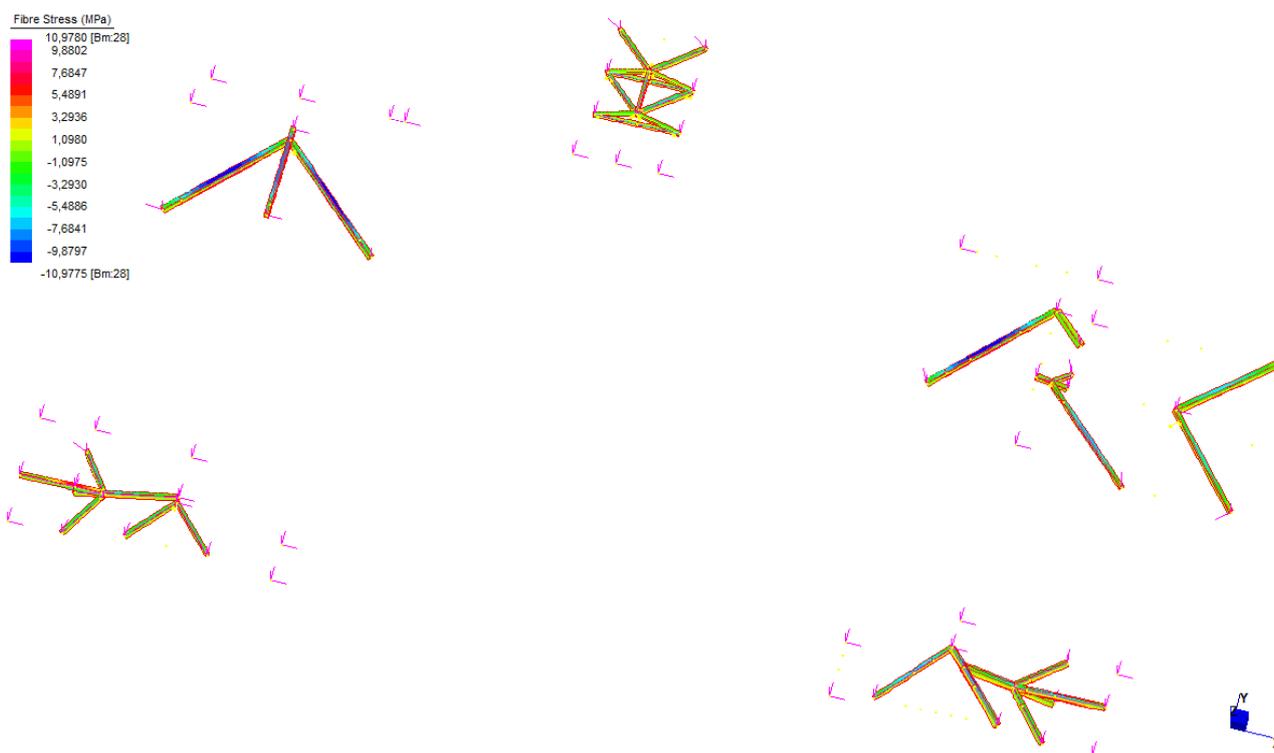


Fig. 9-3: Risultati calcolo – Tensioni allo SLU sulle travi diagonali e di spina

Risulta per la tensione massima:

$$\sigma_{l,max} = 10.98 \text{ MPa} < f_{m,d} = 12.80 \text{ MPa}$$

Per la verifica a deformabilità dell'elemento più sollecitato (diagonale di compluvio del corpi nord-centrale) si ha:

$$W_{ist,max} = 16.2 \text{ mm} = 7100/16.2 = L_c/438 < L_c/300$$

$$W_{net,fin,max} = 23.5 \text{ mm} = 7100/23.5 = L_c/302 < L_c/250$$

Le verifiche statiche delle membrature linee della copertura risultano soddisfatte.

9.1.2 RESISTENZA AL FUOCO

Le strutture della copertura vengono verificate, secondo le prescrizioni del progetto antincendio, per una resistenza al fuoco a R60.

La componente acciaio, rappresentata dalle travi metalliche, verrà protetta con prodotti intumescenti.

Per la componente legno si procede alla verifica di calcolo secondo NTC18 e UNI EN 1995-1-2 con il metodo della sezione trasversale ridotta. Si ha:

resistenza:

$$f_{20} = k_{fi} \cdot f_k = 1.25 \cdot 24.0 = 30.0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,d} = k_{mod,fi} \cdot f_{20} / \gamma_M = 30.0 / 1.0 = 30.0 \text{ N/mm}^2$$

profondità di carbonizzazione:

$$d_{char,n} = b_n \cdot t = 0.8 \cdot 60 = 48 \text{ mm}$$

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0 = 48 + 1 \cdot 7 = 55 \text{ mm}$$

Le verifiche di sicurezza degli elementi dell’orditura principale più sollecitati sono riportati nella tabella seguente.

Copertura	L_c	B	H	i	α	β	W	J	P_{SLU}	P_{SLE}	M_{Sd}	σ_1	$f_{m,d}$	Verifica
	m	mm	mm	mm	°	°	cm ³ /m	cm ⁴ /m	kN/m ²	kN/m ²	kNm/m	N/mm ²	N/mm ²	-
C1	6,30	70	225	700	21,0	0,0	844	9492	2,20	3,20	10,91	14,8	30	0,49
C2	4,59	70	225	700	0,0	22,0	844	9492	2,20	3,20	5,79	12,8	30	0,38

Il calcolo delle sollecitazioni delle travi diagonali e di spina nella combinazione di incendio si riferisce analogamente al modello fem in cui vengono considerate le sezioni efficaci ridotte.

Nelle condizioni di incendio di progetto le travi diagonali e di spina presentano le seguenti sezioni:

- Travi principali: 110xH365 mm
- Travi secondarie: 70xH210 mm

Si ha:

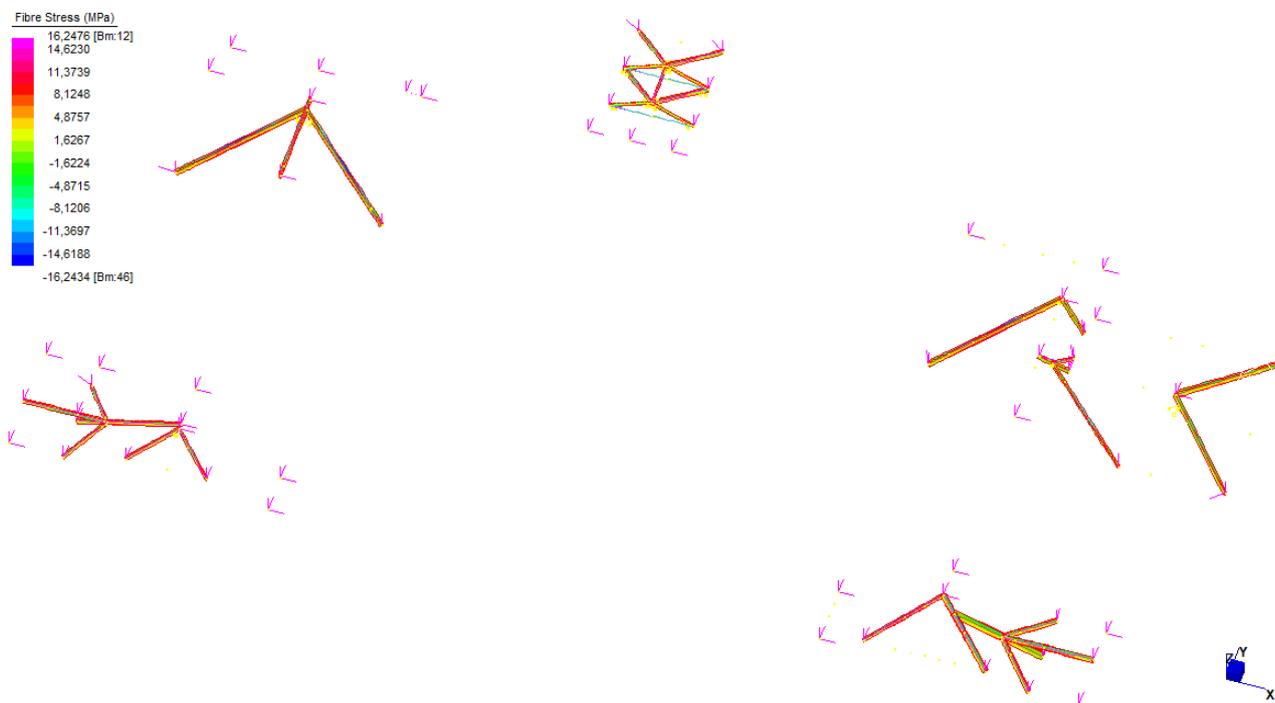


Fig. 9-4: Risultati calcolo – Tensioni nella combinazione di carico di incendio

Risulta per la tensione massima:

$$\sigma_{1,max} = 16.20 \text{ MPa} < f_{m,d} = 30.0 \text{ MPa}$$

La verifica di resistenza al fuoco della componente legno con caratteristica R60 risulta soddisfatta.

10 ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO

Si prevedono limitate porzioni di strutture in calcestruzzo armato di nuova realizzazione. Gli elementi principali sono rappresentati dai telai verticali in corrispondenza dell’ala sud (ex chiesa). Dal punto di vista dell’inserimento nell’organismo strutturale dell’edificio detti nuovi telai in c.a. non svolgono funzione di resistenza sismica, che viene demandata integralmente alle strutture in muratura, e vengono pertanto dimensionati secondo i carichi statici.

10.1 VERIFICA STATICA

10.1.1 TELAI0 TIPO 1

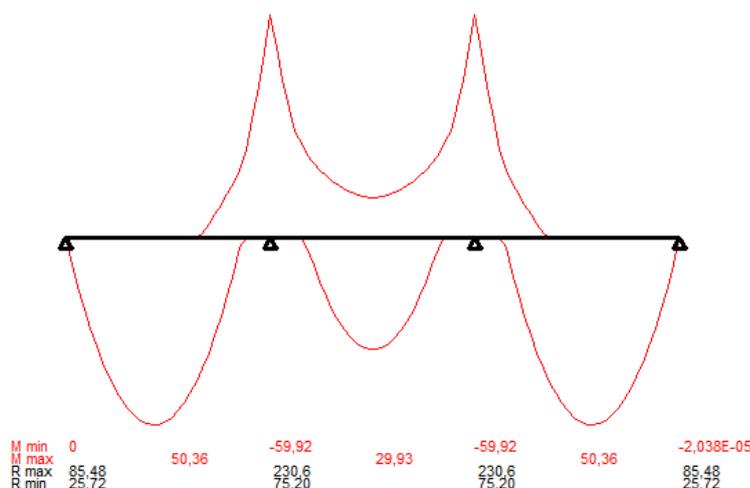
Il telaio Tipo 1 giace sull'allineamento centrale de corpo sud (nella ex chiesa). Comprende n. 4 pilastri e n. 2 travi a tre campate a piano primo e in copertura, oltre a un cordolo intermedio.

Trave T1-1 – Piano primo

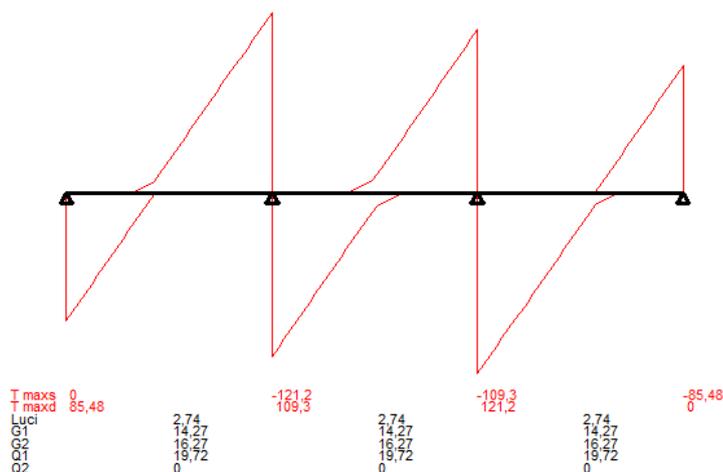
La trave ha sezione 300xH400 mm ed è armata con ferri 3 ϕ 20 superiori e inferiori correnti, staffe ϕ 10/150-250 mm. Sulla trave insistono i solai di piano primo.

Per le sollecitazioni a momento flettente e taglio allo SLU si ha:

File : 3077-Port1_P1_REV00 - Trave P1 - Portale 1
Scala momenti 1:20 - Sollecitazioni SLU



File : 3077-Port1_P1_REV00 - Trave P1 - Portale 1
Scala tagli 1:50 - Sollecitazioni SLU



Per le resistenze:

Verifica C.A. S.L.U. - File: 3077-TraveP1_Telaio1_REV00

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: Trave P1 - Portale 1

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	30	40	1	9,42	4
			2	9,42	36

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Materiali
 B450C C30/37
 ε_{su} 67,5‰ ε_{c2} 2‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957‰ σ_{c,adm} 11,5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6933
 τ_{c1} 2,029

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

M_{xRd} 121,9 kNm
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5‰
 ε_s 20,68‰
 d 36 cm
 x 5,211 x/d 0,1448
 δ 0,7

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello
 Precompresso

Si ha:

$$M_{Rd} = 121.9 \text{ kNm} > M_{Ed,max} = 59.9 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd,s} = 0.9 \cdot 360 \cdot 157 / 150 \cdot 392 = 133.9 \text{ kN} > V_{Ed,max} = 121.2 \text{ kN}$$

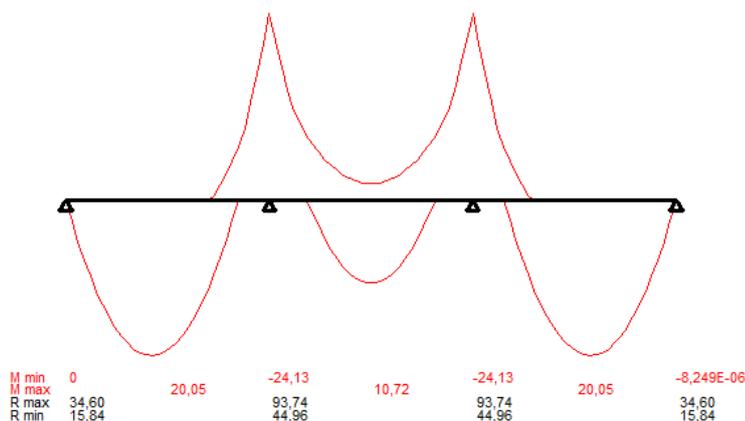
Le verifiche di resistenza sono soddisfatte.

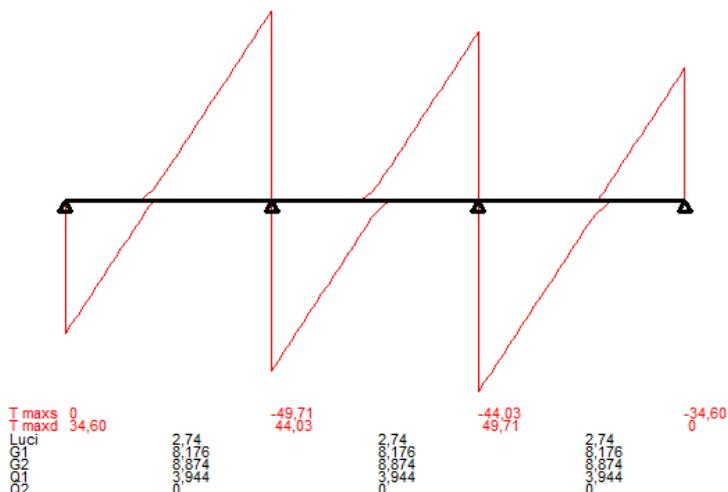
Trave T1-2 – Copertura

La trave ha sezione 300xH300 mm ed è armata con ferri 3φ16 superiori e inferiori correnti, staffe φ10/150-200 mm. Sulla trave insistono i solai di copertura.

Per le sollecitazioni a momento flettente e taglio allo SLU si ha:

File : 3077-Port1_PCop_REV00 - Trave PCopertura - Portale 1
 Scala momenti 1:10 - Sollecitazioni SLU



File : 3077-Port1_PCop_REV00 - Trave PCopertura - Portale 1
 Scala tagli 1:20 - Sollecitazioni SLU


Per le resistenze:

Verifica C.A. S.L.U. - File: 3077-TravePCop_Telaio1_REV00

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: Trave PCop - Portale 1

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	30	30	1	6,03	4
			2	6,03	26

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 0 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C30/37

Proprietà	B450C	C30/37
ε _{su} [%]	67,5	2
f _{yd} [N/mm²]	391,3	3,5
E _s [N/mm²]	200 000	17
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd} 0,8
ε _{syd} [%]	1,957	σ _{c,adm} 11,5
σ _{s,adm} [N/mm²]	255	τ _{co} 0,6933
		τ _{c1} 2,029

M_{xRd}: 55,86 kNm

σ_c: -17 N/mm²
 σ_s: 391,3 N/mm²
 ε_c: 3,5 ‰
 ε_s: 16,61 ‰
 d: 26 cm
 x: 4,525 x/d: 0,174
 δ: 0,7

Si ha:

$$M_{Rd} = 55.9 \text{ kNm} > M_{Ed,max} = 24.1 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd,s} = 0.9 \cdot 260 \cdot 101 / 150 \cdot 392 = 61.8 \text{ kN} > V_{Ed,max} = 49.7 \text{ kN}$$

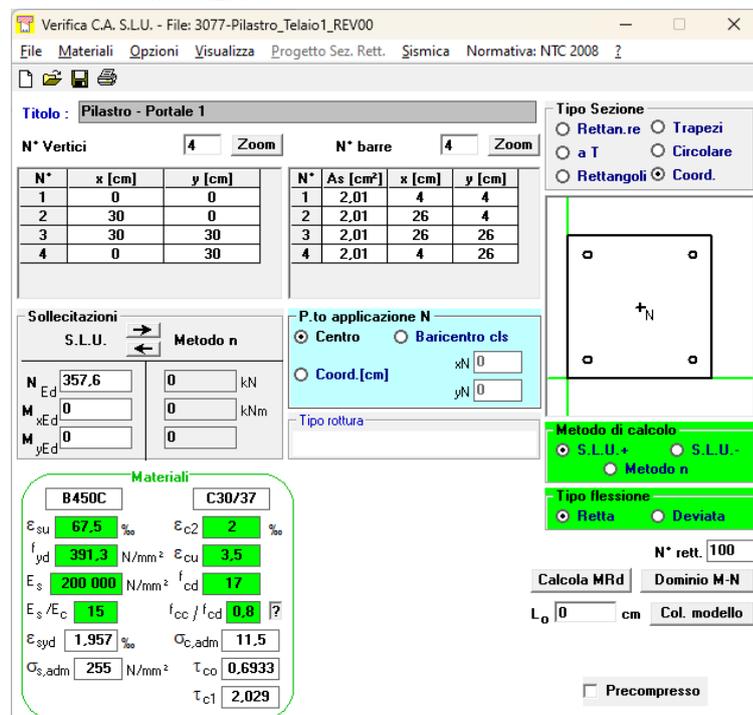
Le verifiche di resistenza sono soddisfatte.

Pilastri

In via semplificata si ipotizzano le travi in semplice appoggio sui pilastri. Anche nell’analisi sismica globale dell’edificio i pilastri sono stati modellati mediante bielle e pertanto privi di funzione di resistenza nei confronti delle azioni orizzontali. Si considera la sola azione assiale massima pari a (piano terra):

$$N_{Ed} = 230.6 + 93.74 + 1.3 \cdot (0.30 \cdot 0.30 \cdot 8.65 + 0.30 \cdot 0.30 \cdot 2.74) \cdot 25.0 = 357.6 \text{ kN}$$

Per la resistenza:



Verifica C.A. S.L.U. - File: 3077-Pilastro_Telaio1_REV00

File | Materiali | Opzioni | Visualizza | Progetto Sez. Rett. | Sismica | Normativa: NTC 2008

Titolo: Pilastro - Portale 1

N° Vertici: 4 | Zoom | N° barre: 4 | Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	2,01	4	4
2	30	0	2	2,01	26	4
3	30	30	3	2,01	26	26
4	0	30	4	2,01	4	26

Sollecitazioni

S.L.U. | Metodo n

N_{Ed}: 357,6 kN
M_{xEd}: 0 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

Materiali

B450C | C30/37

E_{su}: 67,5 % | E_{c2}: 2 %
f_{yd}: 391,3 N/mm² | E_{cu}: 3,5 %
E_s: 200 000 N/mm² | f_{cd}: 17
E_s/E_c: 15 | f_{cc}/f_{cd}: 0,8
E_{syd}: 1,957 % | σ_{c,adm}: 11,5
σ_{s,adm}: 255 N/mm² | τ_{co}: 0,6933
τ_{c1}: 2,029

P.to applicazione N

Centro | Baricentro cls
Coord. [cm]: xN: 0, yN: 0

Metodo di calcolo

S.L.U.+ | S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione

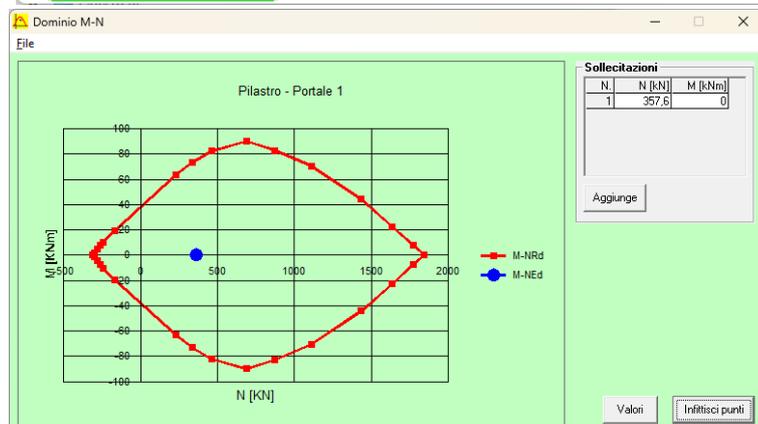
Retta | Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd | Dominio M-N

L₀: 0 cm | Col. modello

Precompresso



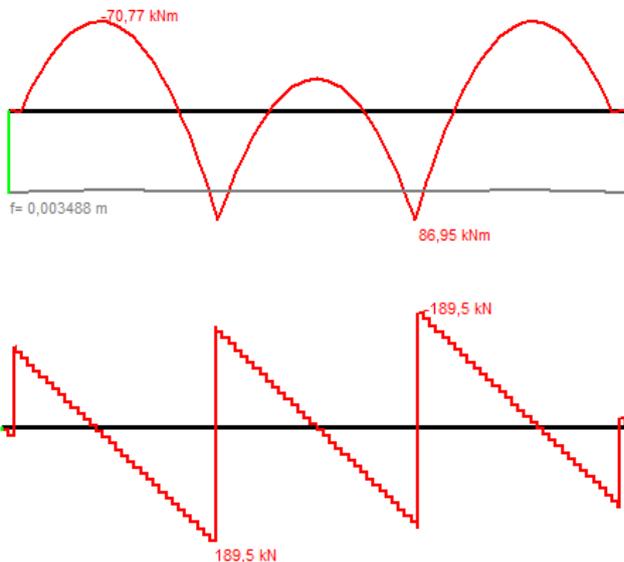
La sollecitazione rientra nel dominio di resistenza della sezione.

Le verifiche di resistenza sono soddisfatte.

Trave di fondazione

Dalle azioni verticali trasmesse dai pilastri si ottengono le seguenti sollecitazioni sulla trave rovescia di fondazione in calcestruzzo armato:

File : 3077_Fondazione ala sud_3a - Telaio 1 - Fondazione
 Luce = 8,52 m ; E = 31 400 MPa ; J = 1 977 708 cm⁴ ; K = 3 daN/cm³ ; b = 1,2 m



Per le resistenze:

Verifica C.A. S.L.U. - File: 3077-Fondazione_Telaio1_REV00

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Portale 1 - Fondazione

N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	30	30	1	4,02	5
2	120	40	2	9,24	35
			3	12,06	65

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 370,1 kN m

Materiali

B450C C25/30

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14,17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 8,081 ‰
 d 65 cm
 x 19,64 x/d 0,3022
 δ 0,8178

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: 3077-Fondazione_Telaio1_REV00

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Portale 1 - Fondazione

N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	30	30	1	4,02	5
2	120	40	2	9,24	35
			3	12,06	65

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviate

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali
 B450C C25/30
 E_{su} 67,5 ‰ E_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14,17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 E_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6 ‰
 τ_{c1} 1,829 ‰

M_{xRd} -222,2 kNm
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 47,35 ‰
 d 65 cm
 x 4,474 x/d 0,06883
 δ 0,7

Si ha:

$$M_{Rd+} = 370.1 \text{ kNm} > M_{Ed,max+} = 86.95 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd-} = -222.2 \text{ kNm} > M_{Ed,max-} = -70.77 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd,s} = 0.9 \cdot 650 \cdot 157 / 200 \cdot 392 = 180.05 \text{ kN} > V_{Ed,max} = 189.5 \text{ kN}$$

Le verifiche di resistenza sono soddisfatte.

10.1.2 TELAIO TIPO 2

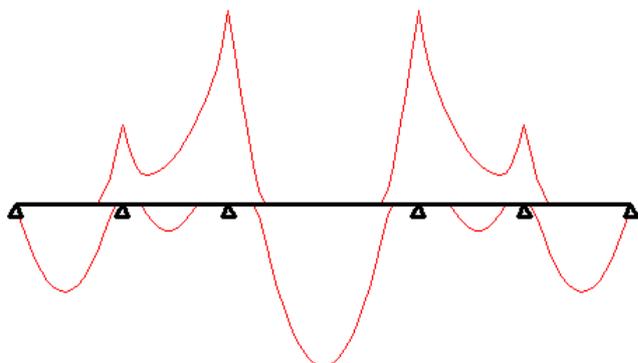
Il telaio Tipo 2 giace sull'allineamento interno più a sud del corpo sud (nella ex chiesa). Comprende n. 6 pilastri e n. 1 trave a cinque campate a piano primo; al disotto delle campate della trave di P1 sono presenti degli archi, sempre realizzati in calcestruzzo, ma che si considerano senza funzione portante (sono realizzati con armatura leggera di solo confezionamento).

Trave T2-1 – Piano primo

La trave ha sezione 400xH380 mm ed è armata con ferri 3φ16 superiori e inferiori correnti, staffe φ10/150-200 mm. Sulla trave insistono i solai di piano primo.

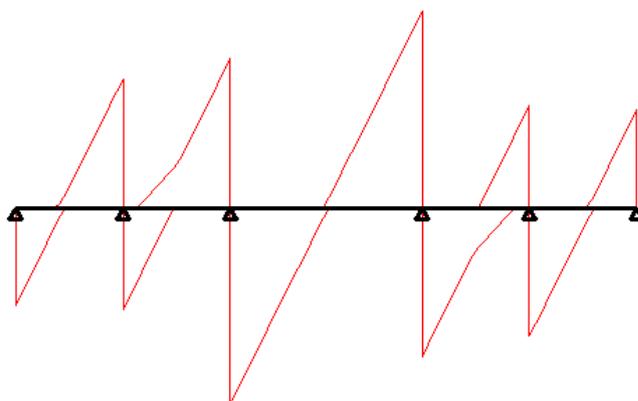
Per le sollecitazioni a momento flettente e taglio allo SLU si ha:

File : 3077-Port2_P1_REV00 - Trave P1 - Portale 2
Scala momenti 1:20 - Sollecitazioni SLU



M min	0	-16,87	-40,86		-40,86	-16,87	3,137E-06
M max	18,46	5,522	34,18	208,2	5,522	18,46	
R max	59,25	138,9	208,2	98,14	138,9	59,25	
R min	26,31	45,45	98,14	45,45	26,31		

File : 3077-Port2_P1_REV00 - Trave P1 - Portale 2
Scala tagli 1:50 - Sollecitazioni SLU



T maxs	0	-77,38	-89,88		-118,3	-61,57	-59,25
T maxd	59,25	61,57	118,3	2,44	89,88	77,38	0
Luci	1,37	1,37	2,44	1,37	1,37	1,37	
G1	36,15	36,15	36,15	36,15	36,15	36,15	
G2	15,99	15,99	15,99	15,99	15,99	15,99	
Q1	16	16	16	16	16	16	
Q2	0	0	0	0	0	0	

Per le resistenze:

Verifica C.A. S.L.U. - File: 3077-TraveP1_Telaio2_REV00

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Trave P1 - Portale 2

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	40	38	1	6,03	4
			2	6,03	34

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C30/37

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11,5 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6933
 τ_{c1} 2,029

M_{xRd} 75,96 kNm
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 25,54 ‰
 d 34 cm
 x 4,098 x/d 0,1205
 δ 0,7

Si ha:

$$M_{Rd} = 76.0 \text{ kNm} > M_{Ed,max} = 40.9 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd,s} = 0.9 \cdot 340 \cdot 157 / 150 \cdot 392 = 125.5 \text{ kN} > V_{Ed,max} = 118.3 \text{ kN}$$

Le verifiche di resistenza sono soddisfatte.

Pilastrì

In via semplificata si ipotizzano le travi in semplice appoggio sui pilastrì. Anche nell'analisi sismica i pilastrì sono stati modellati mediante bielle e pertanto privi di funzione di resistenza nei confronti delle azioni orizzontali. Si considera la sola azione assiale massi pari a (piano terra):

$$N_{Ed} = 208.2 + 1.3 \cdot 0.40 \cdot 0.30 \cdot 3.20 \cdot 25.0 = 220.7 \text{ kN}$$

Per la resistenza:

Verifica C.A. S.L.U. - File: 3077-Pilastro_Telaio2_REV00

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: Pilastro - Portale 2

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 4 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	2,01	4	4
2	40	0	2	2,01	36	4
3	40	30	3	2,01	36	26
4	0	30	4	2,01	4	26

Tipo Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: 220,7 kN
 M_{Ed}: 0 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Materiali:
 B450C C30/37
 ε_{su}: 67,5‰ ε_{c2}: 2‰
 f_{yd}: 391,3 N/mm² ε_{cu}: 3,5‰
 E_s: 200 000 N/mm² f_{cd}: 17
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,957‰ σ_{c,adm}: 11,5
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6933
 τ_{c1}: 2,029

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione:
 Retta Deviata

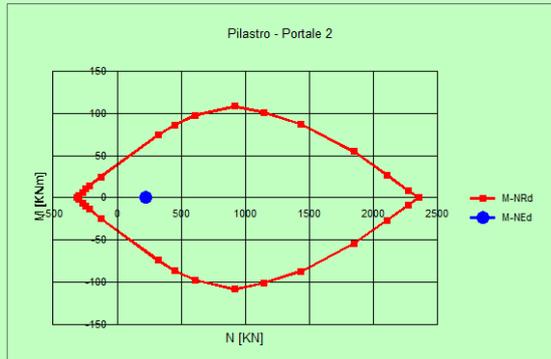
N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_o: 0 cm Col. modello

Precompresso

Dominio M-N

File

Pilastro - Portale 2



Sollecitazioni:

N	N [kN]	M [kNm]
1	220,7	0

Aggiunge

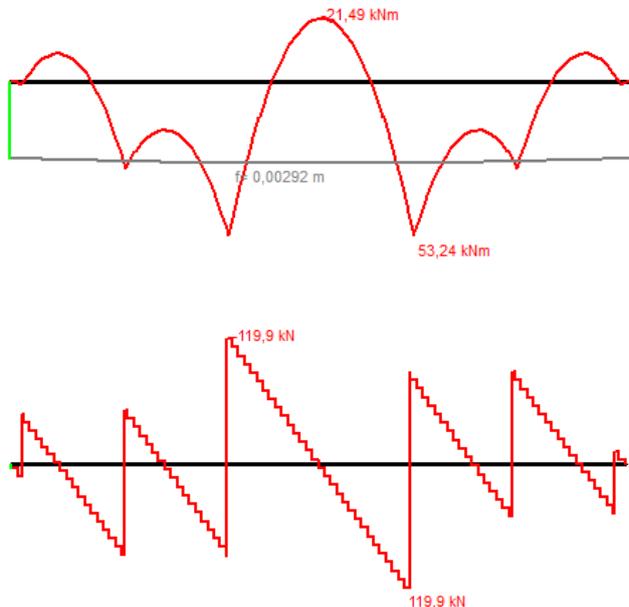
Valori Infiltrici punti

La sollecitazione rientra nel dominio di resistenza della sezione.
 Le verifiche di resistenza sono soddisfatte.

Trave di fondazione

Dalle azioni verticali trasmesse dai pilastri si ottengono le seguenti sollecitazioni sulla trave rovescia di fondazione in calcestruzzo armato:

File : 3077_Fondazione ala sud_3b - Telaio 1 - Fondazione
 Luce = 8,22 m ; E = 31 400 MPa ; J = 1 977 708 cm⁴ ; K = 3 daN/cm³ ; b = 1,2 m



Per le resistenze:

Verifica C.A. S.L.U. - File: 3077-Fondazione_Telaio2_REV00

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo : Portale 2 - Fondazione

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	40	30	1	4,02	5
2	120	40	2	9,24	35
			3	12,06	65

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviate

Materiali
 B450C C25/30
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14,17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

M xRd 384 kN m
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 11,94 ‰
 d 65 cm
 x 14,73 x/d 0,2266
 δ 0,7233

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L₀ cm **Col. modello**
 Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: 3077-Fondazione_Telaio2_REV00

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Portale 2 - Fondazione

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	40	30	1	4,02	5
2	120	40	2	9,24	35
			3	12,06	65

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14,17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

M_{xRd} -222,2 kNm
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 47,35 ‰
 d 65 cm
 x 4,474 x/d 0,06883
 δ 0,7

Si ha:

$$M_{Rd+} = 384.0 \text{ kNm} > M_{Ed,max+} = 53.24 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd-} = -222.2 \text{ kNm} > M_{Ed,max-} = -21.49 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd,s} = 0.9 \cdot 650 \cdot 157 / 200 \cdot 392 = 180.05 \text{ kN} > V_{Ed,max} = 119.9 \text{ kN}$$

Le verifiche di resistenza sono soddisfatte.

10.2 RESISTENZA AL FUOCO

La prescritta resistenza al fuoco R60 come da progetto antincendio, nel caso delle strutture è garantita tramite verifica di tipo tabellare secondo DM 16 febbraio 2007, punto D.6, che per travi e pilastri con sezione con lato pari a min. 200 mm prevede una distanza minima dell'asse dei ferri dalla superficie esposta pari a 30 mm, come in effetti garantita per gli elementi in c.a. del presente progetto che prevedono un copriferro minimo di 30 mm.

11 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l’attendibilità e la correttezza. Tale valutazione ha compreso, fra l’altro:

- Verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati;
- Comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, confronto con i risultati di modelli teorici, ecc;
- Il confronto con i risultati di semplici calcoli manuali diretti (es. trave in semplice appoggio, trave continua, mensola a sbalzo, ecc);
- Il confronto dei risultati ottenuti in fase di primo proporzionamento della struttura;
- Il confronto fra calcolazioni effettuate con programmi differenti;

Inoltre, sulla base delle procedure di qualità interne previste, i risultati sono stati controllati da un soggetto diverso che non ha preso direttamente parte alla progettazione, validandone così la correttezza.

In base a quanto detto, si può quindi asserire che la progettazione condotta è risultata corretta ed idonea al caso specifico, ritenendo validi ed accettabili i risultati di calcolo ottenuti.

12 CONCLUSIONI

La progettazione dell'intervento di ristrutturazione del complesso dell'“Ex Istituto Configliachi” è stata svolta, trattandosi di bene storico con vincolato ai sensi del D.Lgs. n.42 del 2004, nel rispetto delle Linee Guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale, messe a punto dal Dipartimento della protezione civile e dal Ministero per i beni culturali nel 2006, emanate nel 2007 e successivamente adeguate alla nuova normativa tecnica con DPCM 09/02/2011.

Il progetto è stato volto all'adeguamento sismico del complesso tenendo conto delle nuove destinazioni d'uso del fabbricato, prevedendo interventi compatibili con il bene culturale e privilegiando la minore invasività possibile, la reversibilità e la riparazione/conservazione.

Si riporta di seguito la sintesi dei risultati conseguiti con gli interventi progettati, come illustrati nei capitoli precedenti:

Aspetti statici:	Secondo le combinazioni allo SLU, le murature evidenziate al §6.6.2 della presente relazione, presentano una tensione media inferiore alla tensione di progetto e pertanto soddisfano le verifiche delle vigenti norme sulle costruzioni; le fondazioni, non soddisfacenti le verifiche di sicurezza secondo normativa, sono state allargate con cordoli in calcestruzzo e raggiungono livelli adeguati di sicurezza secondo normativa, come illustrato al §7. Per quanto riguarda i solai e le strutture di copertura, completamente di nuova realizzazione, sono stati progettati nel rispetto delle normative vigenti (si vedano i §8, §9).
Aspetti sismici:	Considerando una PGA di domanda allo SLV pari a 0.103g, si raggiunge l'indice di rischio $\zeta_E = 0.874$. Viene raggiunta e superata la soglia prefissata per l'indice di rischio sismico ai fini dell'adeguamento.

13 ALLEGATI

- Allegato A.1: Curve Push – Over e fascicolo dei calcoli
- Allegato A.2: Relazione geologica-geotecnica
- Allegato A.3: Rapporto di prova indagini strutturali

A.1 SLV – DISTIBUZIONE FORZE: A – CURVA: +X

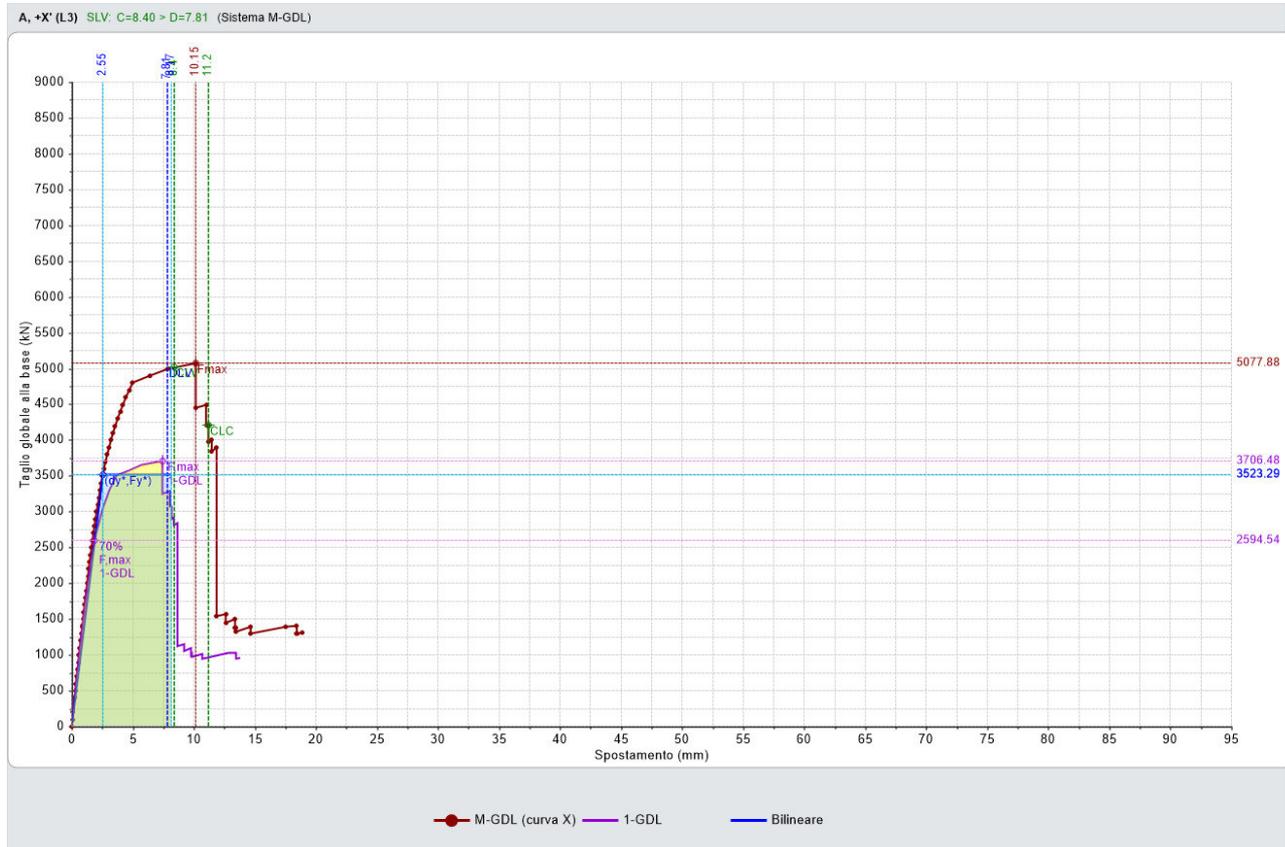


Fig. A - 1-1: Curva della distribuzione in esame

CURVA n° 1

TIPO DI CURVA: (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE (DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)
DIREZIONE E VERSO: +X
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA

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

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1733028.00
 Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,M-GDL}$ (kN) = 5077.88
 Peso sismico totale W (kN) = 21482.53
 Massa sismica totale M (k*kgm) = 2190.609
 Rapporto forza/peso ($F_{Max,M-GDL} / W$) = 0.236

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: $dc,SLC,M-GDL$ (mm) = 11.20, $F,SLC,M-GDL$ (kN) = 4213.77
 SLV: $dc,SLV,M-GDL$ (mm) = 8.40, $F,SLV,M-GDL$ (kN) = 5019.24

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_i traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali ϕ_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: 43.0%

- (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
 - spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate e lo spostamento del baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	1445.47	9.48		0.410
2		660.47	22.79		0.986
3		84.67	23.11	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa $m^* = \sum(m_i \cdot \phi_i^2)$ (k*kgm) = 1328.75

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = \sum(m_i \cdot \phi_i) / \sum(m_i \cdot \phi_i^2) = 1.370$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: $d_{c,SLC,1-GDL} = (d_{c,SLC,M-GDL} / \Gamma)$ (mm) = 8.17, $F_{c,SLC,1-GDL} = (F_{c,SLC,M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = 3075.75

SLV: $d_{c,SLV,1-GDL} = (d_{c,SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (mm) = 6.13, $F_{c,SLV,1-GDL} = (F_{c,SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = 3663.68

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) = 2594.54

Rigidità elastica: K^* (kN/m) = 1380748.00 (=79.673% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.195

Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 2.55

forza Fy^* (kN) = 3523.29

Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 8.17

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.398$ g

- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = 3.76

- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 5183.43

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

- forza di snervamento Fy^* (kN) = 3523.29

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.471$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

Nota su q^*

q^* è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:

il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.

Se $q^* > 3.0$ (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input),

verrà calcolato considerando un valore di ag , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a) $q^* \leq 3.0$ (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: $q^* \leq 4.0$ per SLC)

b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = 5.71

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 7.81

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) = 7.81

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 8.40

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.162 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 793$ anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 9.024$ %

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

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

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

Riepilogo per SLV



	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.155	10.0
Capacità	793	0.162	9.0

Indicatore di Rischio Sismico

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

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA, CLV} / \text{PGA, DLV} = \zeta, E, \text{SLV, PGA} = 0.162 / 0.155 = 1.045$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR, CLV} / \text{TR, DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 793 / 712 = 1.114$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

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

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

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 600.00

90% del Taglio massimo (kN) = 4570.09

Rapporto $\alpha, u / \alpha, 1$ calcolato = 7.617

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

Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_c, \text{SLD, M-GDL}$ (mm) = 3.50, taglio alla base $F, \text{SLD, M-GDL}$ (kN) = 4167.67

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.167$ g
- in spostamento: $d^*, e, \text{max} = S, De(T^*)$ (mm) = 1.58
- forza di risposta elastica = $S, e(T^*) m^*$ (kN) = 2180.47
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento F_y^* (kN) = 3523.29
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, max (mm) = 1.58

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $r d^*, \text{max}$ (mm) = 2.16

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) = 2.16

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 3.50

SLD: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA, CLD) = 0.105 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR, \text{CLD} = 249$

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

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR, \text{CLD} = 26.007$ %

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

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

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

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.066	63.0
Capacità	249	0.105	26.0

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha, D = \text{PGA, CLD} / \text{PGA, DLD} = \zeta, E, \text{SLD, PGA} = 0.105 / 0.066 = 1.591$
- in termini di TR: $\alpha, D = \text{TR, CLD} / \text{TR, DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 249 / 75 = 3.320$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_c, \text{SLO, M-GDL}$ (mm) = 2.33, taglio alla base $F, \text{SLO, M-GDL}$ (kN) = 3319.92





Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e}(T^*) = 0.138 \text{ g}$
- in spostamento: $d^*_{e,max} = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = 1.58$
- forza di risposta elastica = $S_{e}(T^*) m^* \text{ (kN)} = 1797.79$
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento $Fy^* \text{ (kN)} = 3523.29$
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.510$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*_{max} \text{ (mm)} = 1.30$

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*_{max} \text{ (mm)} = 1.78$

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) = 1.78

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 2.33

SLO: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.070 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 90

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

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 56.54 %

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

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

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

Riepilogo per SLO

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.054	81.0
Capacità	90	0.070	56.5

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha_{,0} = PGA_{,CLO} / PGA_{,DLO} = \zeta_{,E,SLO,PGA} = 0.070/0.054 = 1.296$

- in termini di TR: $\alpha_{,0} = TR_{,CLO} / TR_{,DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 90/45 = 2.000$

A.2 SLV – DISTIBUZIONE FORZE: A – CURVA: +X+T

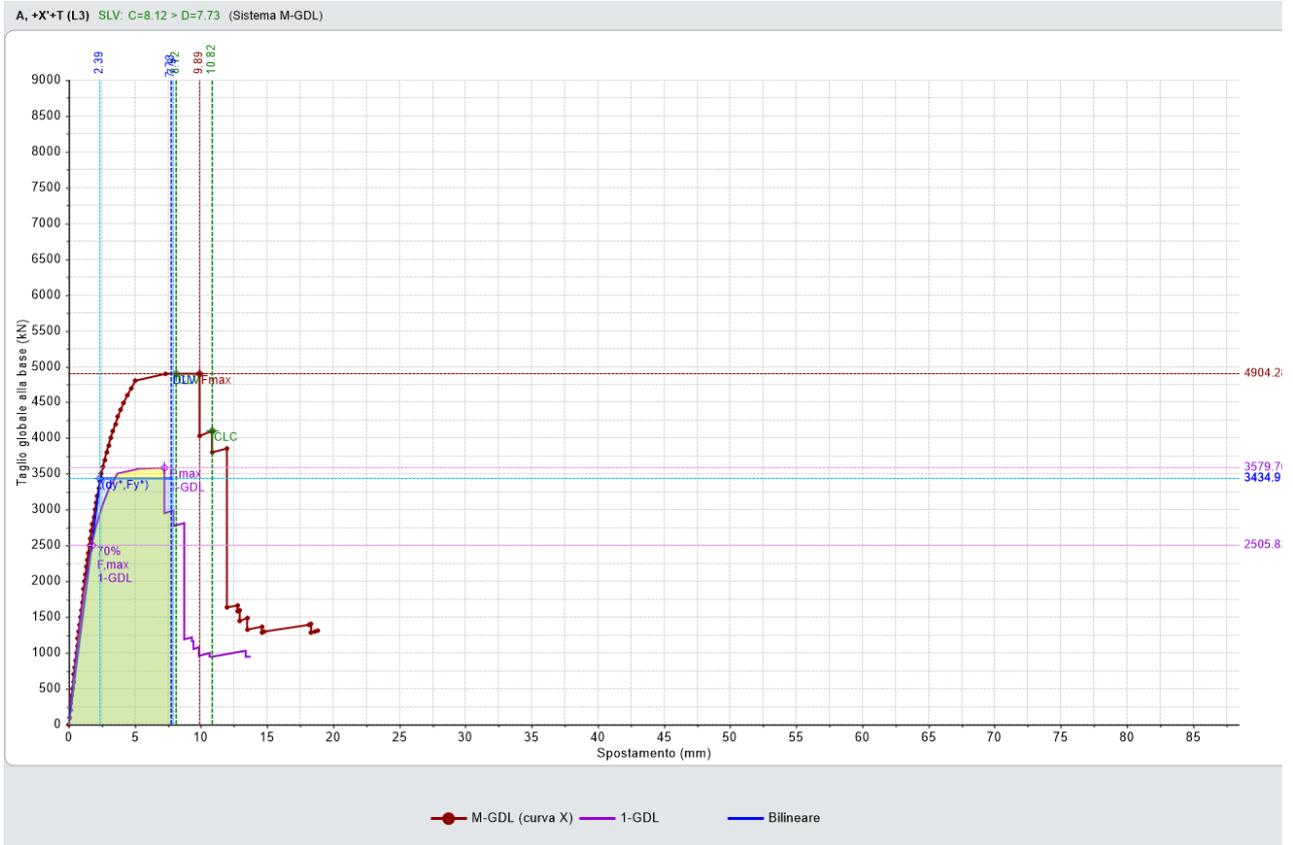


Fig. A - 2-1: Curva della distribuzione in esame

CURVA n° 2

TIPO DI CURVA: (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE (DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)
DIREZIONE E VERSO: +X
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT
COMBINAZIONE COMPONENTI: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA

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

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

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 1796035.00
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 4904.28
 Peso sismico totale W (kN) = 21482.53
 Massa sismica totale M (k*kgm) = 2190.609
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.228

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 10.82, F,SLC,M-GDL (kN) = 4100.00
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 8.12, F,SLV,M-GDL (kN) = 4901.36

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_i traslazionali;
 - corrispondenti spostamenti modali $\phi_{i,j}$ 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: 43.0%



- (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
 - spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate e lo spostamento del baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	1445.47	9.48		0.410
2		660.47	22.79		0.986
3		84.67	23.11	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa $m^* = \sum(m_i \cdot \phi_i^2)$ (k*kgm) = 1328.75

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = \sum(m_i \cdot \phi_i) / \sum(m_i \cdot \phi_i^2) = 1.370$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: $d_{c,SLC,1-GDL} = (d_{c,SLC,M-GDL} / \Gamma)$ (mm) = 7.90, $F_{c,SLC,1-GDL} = (F_{c,SLC,M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = 2992.70

SLV: $d_{c,SLV,1-GDL} = (d_{c,SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (mm) = 5.93, $F_{c,SLV,1-GDL} = (F_{c,SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = 3577.63

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) = 2505.84

Rigidità elastica: K^* (kN/m) = 1438601.00 (=80.099% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.191

Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 2.39

forza Fy^* (kN) = 3434.90

Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 7.90

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.398$ g

- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*) du^*$ (mm) = 3.60

- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 5183.43

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

- forza di snervamento Fy^* (kN) = 3434.90

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.509$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

Nota su q^*

q^* è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:

il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.

Se $q^* > 3.0$ (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input),

verrà calcolato considerando un valore di ag , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a) $q^* \leq 3.0$ (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: $q^* \leq 4.0$ per SLC)

b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = 5.64

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 7.73

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) = 7.73

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 8.12

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.159 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 773$ anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 9.247$ %

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

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

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

Riepilogo per SLV





	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.155	10.0
Capacità	773	0.159	9.2

Indicatore di Rischio Sismico

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

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA, CLV} / \text{PGA, DLV} = \zeta, E, \text{SLV, PGA} = 0.159/0.155 = 1.026$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR, CLV} / \text{TR, DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 773/712 = 1.086$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

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

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

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 600.00

90% del Taglio massimo (kN) = 4413.85

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 7.356

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

Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_c, \text{SLD, M-GDL}$ (mm) = 3.27, taglio alla base $F, \text{SLD, M-GDL}$ (kN) = 4064.77

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.167$ g
- in spostamento: $d^*, e, \text{max} = S, De(T^*)$ (mm) = 1.52
- forza di risposta elastica = $S, e(T^*) m^*$ (kN) = 2180.47
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento F_y^* (kN) = 3434.90
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, max (mm) = 1.52

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $r d^*, \text{max}$ (mm) = 2.08

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) = 2.08

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 3.27

SLD: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA, CLD) = 0.100 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR, \text{CLD} = 231$

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

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR, \text{CLD} = 27.724$ %

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

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

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

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.066	63.0
Capacità	231	0.100	27.7

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha, D = \text{PGA, CLD} / \text{PGA, DLD} = \zeta, E, \text{SLD, PGA} = 0.100/0.066 = 1.515$
- in termini di TR: $\alpha, D = \text{TR, CLD} / \text{TR, DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 231/75 = 3.080$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_c, \text{SLO, M-GDL}$ (mm) = 2.18, taglio alla base $F, \text{SLO, M-GDL}$ (kN) = 3219.32



Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e}(T^*) = 0.138 \text{ g}$
- in spostamento: $d^*_{e,max} = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = 1.52$
- forza di risposta elastica = $S_{e}(T^*) m^* \text{ (kN)} = 1797.79$
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento $Fy^* \text{ (kN)} = 3434.90$
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.523$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*_{max} \text{ (mm)} = 1.25$

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*_{max} \text{ (mm)} = 1.71$

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) = 1.71

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 2.18

SLO: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.070 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR_{CLO} = 86$

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

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR_{CLO} = 58.192 \%$

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR_{CLO} minori,

e PVR_{CLO} maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR_{CLO} maggiori, e PVR_{CLO} minore).

Riepilogo per SLO

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.054	81.0
Capacità	86	0.070	58.2

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha_{,0} = PGA_{CLO} / PGA_{DLO} = \zeta_{E,SLO,PGA} = 0.070/0.054 = 1.296$

- in termini di TR: $\alpha_{,0} = TR_{CLO} / TR_{DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 86/45 = 1.911$

A.3 SLV – DISTIBUZIONE FORZE: A – CURVA: +X-T

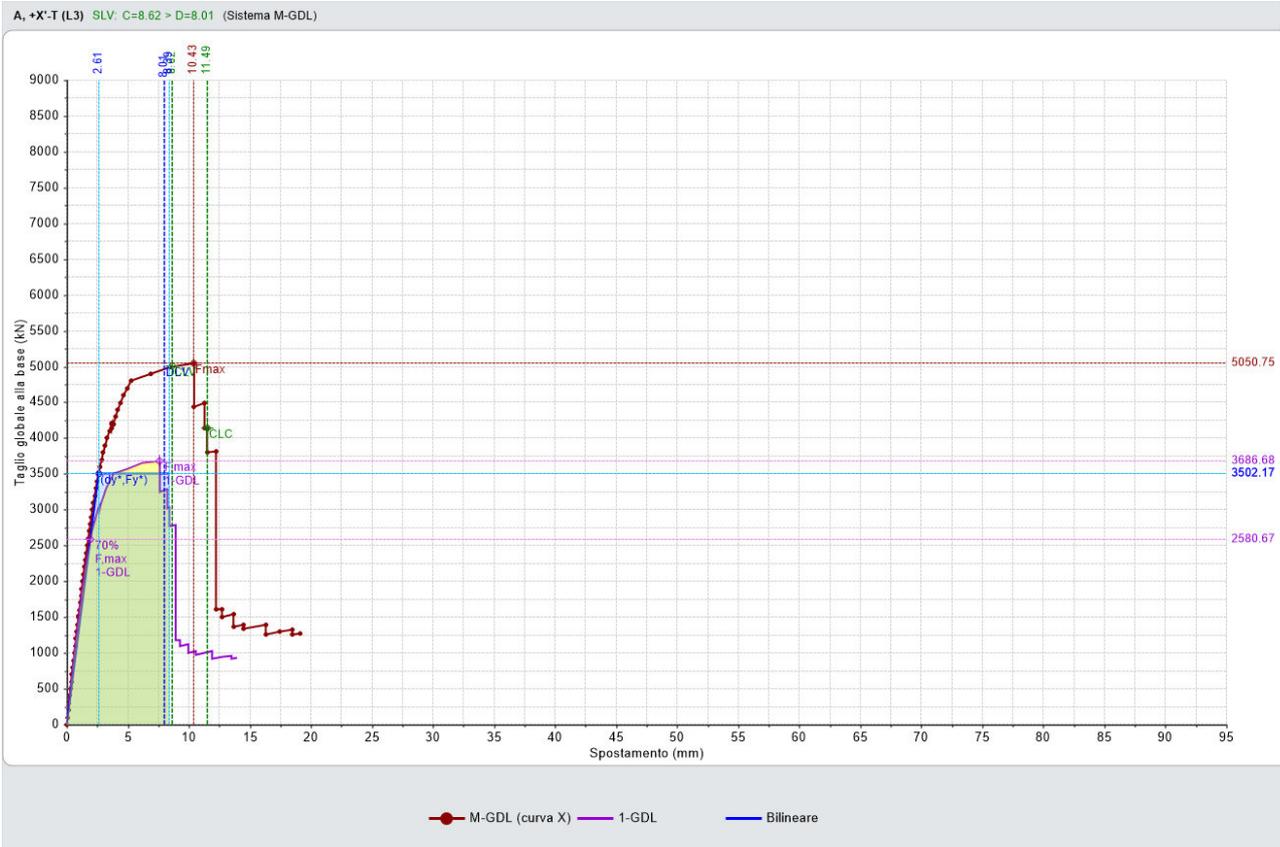


Fig. A - 3-1: Curva della distribuzione in esame

CURVA n° 3

TIPO DI CURVA: (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE (DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)
DIREZIONE E VERSO: +X
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT
COMBINAZIONE COMPONENTI: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA

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

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):
 Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 1674291.00
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 5050.75
 Peso sismico totale W (kN) = 21482.53
 Massa sismica totale M (k*kgm) = 2190.609
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.235

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:
 SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 11.49, F,SLC,M-GDL (kN) = 4144.63
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 8.62, F,SLV,M-GDL (kN) = 5004.11

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_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: 43.0%

- (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
 - spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate e lo spostamento del baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	1445.47	9.48		0.410
2		660.47	22.79		0.986
3		84.67	23.11	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa $m^* = \sum(m, i^* \phi, i)$ (k*kgm) = 1328.75

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = \sum(m, i^* \phi, i) / \sum(m, i^* \phi, i^2) = 1.370$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: $dc, SLC, 1-GDL = (d, SLC, M-GDL / \Gamma)$ (mm) = 8.39, $F, SLC, 1-GDL = (F, SLC, M-GDL / \Gamma)$ (kN) = 3025.28

SLV: $dc, SLV, 1-GDL = (d, SLV, M-GDL / \Gamma)$ (mm) = 6.29, $F, SLV, 1-GDL = (F, SLV, M-GDL / \Gamma)$ (kN) = 3652.63

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) = 2580.68

Rigidità elastica: K^* (kN/m) = 1341739.00 (=80.138% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.198

Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 2.61

forza Fy^* (kN) = 3502.17

Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 8.39

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.398$ g

- in spostamento: $d^*, e, max = S, De(T^*)$ (mm) = 3.86

- forza di risposta elastica = $S, e(T^*) m^*$ (kN) = 5183.43

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

- forza di snervamento Fy^* (kN) = 3502.17

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.480$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

Nota su q^*

q^* è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:

il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.

Se $q^* > 3.0$ (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input),

verrà calcolato considerando un valore di ag , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a) $q^* \leq 3.0$ (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: $q^* \leq 4.0$ per SLC)

b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, max (mm) = 5.85

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*, max$ (mm) = 8.01

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) = 8.01

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 8.62

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.162 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR, CLV = 793$ anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 9.024$ %

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

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

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

Riepilogo per SLV



	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.155	10.0
Capacità	793	0.162	9.0

Indicatore di Rischio Sismico

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

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA, CLV} / \text{PGA, DLV} = \zeta, E, \text{SLV, PGA} = 0.162/0.155 = 1.045$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR, CLV} / \text{TR, DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 793/712 = 1.114$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:
a) capacità \geq domanda (in termini di spostamento);
b) $q^* \leq 3.0$ (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: $q^* \leq 4.0$ per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 500.00
90% del Taglio massimo (kN) = 4545.67
Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 9.091
Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500
Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_c, \text{SLD, M-GDL}$ (mm) = 3.58, taglio alla base $F, \text{SLD, M-GDL}$ (kN) = 4143.81

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:
- in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.167$ g
- in spostamento: $d^*, e, \text{max} = S, De(T^*)$ (mm) = 1.63
- forza di risposta elastica = $S, e(T^*) m^*$ (kN) = 2180.47
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento F_y^* (kN) = 3502.17
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, max (mm) = 1.63

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $r d^*, \text{max}$ (mm) = 2.23

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) = 2.23
Capacità di spostamento a SLD (mm) = 3.58
SLD: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA, CLD) = 0.104 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR, \text{CLD} = 240$
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 75$ anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR, \text{CLD} = 26.838$ %
(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA, CLD e TR, CLD minori,
e PVR, CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA, CLD e TR, CLD maggiori, e PVR, CLD minore).

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.066	63.0
Capacità	240	0.104	26.8

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha, D = \text{PGA, CLD} / \text{PGA, DLD} = \zeta, E, \text{SLD, PGA} = 0.104/0.066 = 1.576$
- in termini di TR: $\alpha, D = \text{TR, CLD} / \text{TR, DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 240/75 = 3.200$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività')

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_c, \text{SLO, M-GDL}$ (mm) = 2.38, taglio alla base $F, \text{SLO, M-GDL}$ (kN) = 3298.66





Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e}(T^*) = 0.138 \text{ g}$
- in spostamento: $d^*,e,max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = 1.63$
- forza di risposta elastica = $S_{e}(T^*) m^* \text{ (kN)} = 1797.79$
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento $Fy^* \text{ (kN)} = 3502.17$
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.513$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*,max \text{ (mm)} = 1.34$

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = 1.84$

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) = 1.84

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 2.38

SLO: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.070 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLO = 90$

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

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR,CLO = 56.54 \%$

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

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

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

Riepilogo per SLO

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.054	81.0
Capacità	90	0.070	56.5

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha_0 = PGA,CLO / PGA,DLO = \zeta_{E,SLO,PGA} = 0.070/0.054 = 1.296$

- in termini di TR: $\alpha_0 = TR,CLO / TR,DLO(=TR \text{ in input per SLO}) = 90/45 = 2.000$

A.4 SLV – DISTIBUZIONE FORZE: A – CURVA: +Y



Fig. A - 4-1: Curva della distribuzione in esame

CURVA n° 4

TIPO DI CURVA: (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE (DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)
DIREZIONE E VERSO: +Y
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA

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

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1740459.00
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 5183.99
 Peso sismico totale W (kN) = 21482.53
 Massa sismica totale M (k*kgm) = 2190.609
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.241

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 11.26, F,SLC,M-GDL (kN) = 4200.00
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 8.44, F,SLV,M-GDL (kN) = 5079.09

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_i traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali $\phi_{i,j}$ 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: 49.2%

- (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
 - spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	1445.47	11.74		0.592
2		660.47	21.46		1.083
3		84.67	19.82	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa $m^* = \sum(m_i \cdot \phi_i^2)$ (k*kgm) = 1655.41

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = \sum(m_i \cdot \phi_i) / \sum(m_i \cdot \phi_i^2) = 1.213$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: $d_{c,SLC,1-GDL} = (d_{c,SLC,M-GDL} / \Gamma)$ (mm) = 9.28, $F_{c,SLC,1-GDL} = (F_{c,SLC,M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = 3462.49

SLV: $d_{c,SLV,1-GDL} = (d_{c,SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (mm) = 6.96, $F_{c,SLV,1-GDL} = (F_{c,SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = 4187.21

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) = 2991.58

Rigidità elastica: K^* (kN/m) = 1382689.00 (=79.444% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.217

Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 2.85

forza Fy^* (kN) = 3935.35

Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 9.28

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.398$ g

- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = 4.67

- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 6457.76

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

- forza di snervamento Fy^* (kN) = 3935.35

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.641$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

Nota su q^*

q^* è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:

il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.

Se $q^* > 3.0$ (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input),

verrà calcolato considerando un valore di ag , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a) $q^* \leq 3.0$ (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: $q^* \leq 4.0$ per SLC)

b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = 7.14

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 8.65

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) = 8.65

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 8.44

SLV: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.152 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 679$ anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 10.457$ %

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

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

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

Riepilogo per SLV



	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.155	10.0
Capacità	679	0.152	10.5

Indicatore di Rischio Sismico

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

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA, CLV} / \text{PGA, DLV} = \zeta, E, \text{SLV, PGA} = 0.152/0.155 = 0.981$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR, CLV} / \text{TR, DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 679/712 = 0.954$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

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

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

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 300.00
 90% del Taglio massimo (kN) = 4665.59
 Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 15.552
 Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500
 Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_c, \text{SLD, M-GDL}$ (mm) = 3.45, taglio alla base $F, \text{SLD, M-GDL}$ (kN) = 4128.01

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.167$ g
- in spostamento: $d^*, e, \text{max} = S, De(T^*)$ (mm) = 1.97
- forza di risposta elastica = $S, e(T^*) m^*$ (kN) = 2716.53
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento F_y^* (kN) = 3935.35
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, max (mm) = 1.97

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $r d^*, \text{max}$ (mm) = 2.38

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) = 2.38
 Capacità di spostamento a SLD (mm) = 3.45

SLD: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA, CLD) = 0.093 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR, \text{CLD} = 188$
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 75$ anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR, \text{CLD} = 32.897$ %
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA, CLD e TR, CLD minori,
 e PVR, CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA, CLD e TR, CLD maggiori, e PVR, CLD minore).

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.066	63.0
Capacità	188	0.093	32.9

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha, D = \text{PGA, CLD} / \text{PGA, DLD} = \zeta, E, \text{SLD, PGA} = 0.093/0.066 = 1.409$
- in termini di TR: $\alpha, D = \text{TR, CLD} / \text{TR, DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 188/75 = 2.507$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività')

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_c, \text{SLO, M-GDL}$ (mm) = 2.30, taglio alla base $F, \text{SLO, M-GDL}$ (kN) = 3382.56





Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e}(T^*) = 0.138 \text{ g}$
- in spostamento: $d^*,e,max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = 1.97$
- forza di risposta elastica = $S_{e}(T^*) m^* \text{ (kN)} = 2239.77$
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento $F_{y^*} \text{ (kN)} = 3935.35$
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.569$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*,max \text{ (mm)} = 1.62$

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = 1.96$

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) = 1.96

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 2.30

SLO: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.063 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 70

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

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 65.748 %

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

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

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

Riepilogo per SLO

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.054	81.0
Capacità	70	0.063	65.7

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha_{,0} = PGA_{,CLO} / PGA_{,DLO} = \zeta_{,E,SLO,PGA} = 0.063/0.054 = 1.167$

- in termini di TR: $\alpha_{,0} = TR_{,CLO} / TR_{,DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 70/45 = 1.556$

A.5 SLV – DISTIBUZIONE FORZE: A – CURVA: +Y+T



Fig. A - 5-1: Curva della distribuzione in esame

CURVA n° 5

TIPO DI CURVA: (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE (DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)
DIREZIONE E VERSO: +Y
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT
COMBINAZIONE COMPONENTI: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA

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

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1743343.00
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 4622.49
 Peso sismico totale W (kN) = 21482.53
 Massa sismica totale M (k*kgm) = 2190.609
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.215

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 9.82, F,SLC,M-GDL (kN) = 3800.00
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 7.37, F,SLV,M-GDL (kN) = 4548.24

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_i traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali ϕ_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: 49.2%



- (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
 - spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate e lo spostamento del baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	1445.47	11.74		0.592
2		660.47	21.46		1.083
3		84.67	19.82	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

$$\text{Massa } m^* = \sum(m, i^* \phi, i) \text{ (k*kgm)} = 1655.41$$

$$\text{Coefficiente di partecipazione } \Gamma = \sum(m, i^* \phi, i) / \sum(m, i^* \phi, i^2) = 1.213$$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

$$\text{SLC: } dc, \text{SLC, 1-GDL} = (d, \text{SLC, M-GDL} / \Gamma) \text{ (mm)} = 8.10, F, \text{SLC, 1-GDL} = (F, \text{SLC, M-GDL} / \Gamma) \text{ (kN)} = 3132.73$$

$$\text{SLV: } dc, \text{SLV, 1-GDL} = (d, \text{SLV, M-GDL} / \Gamma) \text{ (mm)} = 6.07, F, \text{SLV, 1-GDL} = (F, \text{SLV, M-GDL} / \Gamma) \text{ (kN)} = 3749.58$$

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

$$70\% \text{ della Resistenza massima del sistema 1-GDL} = 70\% F, \text{Max, 1-GDL} \text{ (kN)} = 2667.56$$

$$\text{Rigidità elastica: } K^* \text{ (kN/m)} = 1409355.00 \text{ (=80.842\% della rigidità elastica del sistema M-GDL)}$$

$$\text{Periodo elastico: } T^* = 2(m^*/K^*) \text{ (sec)} = 0.215$$

$$\text{Punto di snervamento: spostamento } dy^* \text{ (mm)} = 2.48$$

$$\text{forza } Fy^* \text{ (kN)} = 3498.58$$

$$\text{Limite ultimo : spostamento } du^* \text{ (mm)} = 8.10$$

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

$$\text{- in accelerazione: } S, e(T^*) = 0.398 \text{ g}$$

$$\text{- in spostamento: } d^*, e, \text{max} = S, De(T^*) \text{ (mm)} = 4.58$$

$$\text{- forza di risposta elastica} = S, e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 6457.76$$

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

$$\text{- forza di snervamento } Fy^* \text{ (kN)} = 3498.58$$

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

$$\text{Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: } q^* = 1.846$$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

Nota su q^*

q^* è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:

il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.

Se $q^* > 3.0$ (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input),

verrà calcolato considerando un valore di ag , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a) $q^* \leq 3.0$ (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: $q^* \leq 4.0$ per SLC)

b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

$$\text{Risposta in spostamento del sistema anelastico: } d^*, \text{max} \text{ (mm)} = 7.47$$

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

$$\text{Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: } \Gamma d^*, \text{max} \text{ (mm)} = 9.05$$

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

$$\text{Domanda sismica in spostamento (mm)} = 9.05$$

$$\text{Capacità di spostamento a SLV (mm)} = 7.37$$

SLV: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

$$\text{SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV)} = 0.135 \text{ g}$$

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR, CLV = 482$ anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 14.41\%$

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

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

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

Riepilogo per SLV





	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.155	10.0
Capacità	482	0.135	14.4

Indicatore di Rischio Sismico

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

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA, CLV} / \text{PGA, DLV} = \zeta, E, \text{SLV, PGA} = 0.135/0.155 = 0.871$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR, CLV} / \text{TR, DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 482/712 = 0.677$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

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

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

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 300.00
 90% del Taglio massimo (kN) = 4160.24
 Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 13.867
 Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500
 Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_c, \text{SLD, M-GDL}$ (mm) = 3.01, taglio alla base $F, \text{SLD, M-GDL}$ (kN) = 3656.81

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.167$ g
- in spostamento: $d^*, e, \text{max} = S, De(T^*)$ (mm) = 1.93
- forza di risposta elastica = $S, e(T^*) m^*$ (kN) = 2716.53
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento F_y^* (kN) = 3498.58
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, max (mm) = 1.93

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $r d^*, \text{max}$ (mm) = 2.34

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) = 2.34
 Capacità di spostamento a SLD (mm) = 3.01

SLD: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA, CLD) = 0.086 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR, \text{CLD} = 143$
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 75$ anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR, \text{CLD} = 40.813$ %
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA, CLD e TR, CLD minori,
 e PVR, CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA, CLD e TR, CLD maggiori, e PVR, CLD minore).

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.066	63.0
Capacità	143	0.086	40.8

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha, D = \text{PGA, CLD} / \text{PGA, DLD} = \zeta, E, \text{SLD, PGA} = 0.086/0.066 = 1.303$
- in termini di TR: $\alpha, D = \text{TR, CLD} / \text{TR, DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 143/75 = 1.907$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_c, \text{SLO, M-GDL}$ (mm) = 2.01, taglio alla base $F, \text{SLO, M-GDL}$ (kN) = 3019.06



Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e}(T^*) = 0.138 \text{ g}$
- in spostamento: $d^*_{e,max} = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = 1.93$
- forza di risposta elastica = $S_{e}(T^*) m^* \text{ (kN)} = 2239.77$
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento $Fy^* \text{ (kN)} = 3498.58$
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.640$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*_{max} \text{ (mm)} = 1.59$

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*_{max} \text{ (mm)} = 1.93$

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) = 1.93

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 2.01

SLO: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.055 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 48

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

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 79.039 %

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

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

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

Riepilogo per SLO

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.054	81.0
Capacità	48	0.055	79.0

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha_{,0} = PGA_{CLO} / PGA_{DLO} = \zeta_{E,SLO,PGA} = 0.055/0.054 = 1.019$

- in termini di TR: $\alpha_{,0} = TR_{CLO} / TR_{DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 48/45 = 1.067$

A.6 SLV – DISTIBUZIONE FORZE: A – CURVA: +Y-T



Fig. A - 6-1: Curva della distribuzione in esame

CURVA n° 6

TIPO DI CURVA: (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE (DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)
DIREZIONE E VERSO: +Y
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT
COMBINAZIONE COMPONENTI: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA

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

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

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 1737583.00
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 5635.55
 Peso sismico totale W (kN) = 21482.53
 Massa sismica totale M (k*kgm) = 2190.609
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.262

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 13.48, F,SLC,M-GDL (kN) = 4600.00
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 10.11, F,SLV,M-GDL (kN) = 5497.55

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_i traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali $\phi_{i,j}$ 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: 49.2%

- (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
 - spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate e lo spostamento del baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	1445.47	11.74		0.592
2		660.47	21.46		1.083
3		84.67	19.82	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa $m^* = \sum(m_i \cdot \phi_i^2)$ (k*kgm) = 1655.41

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = \sum(m_i \cdot \phi_i) / \sum(m_i \cdot \phi_i^2) = 1.213$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: $d_{c,SLC,1-GDL} = (d_{c,SLC,M-GDL} / \Gamma)$ (mm) = 11.11, $F_{c,SLC,1-GDL} = (F_{c,SLC,M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = 3792.25

SLV: $d_{c,SLV,1-GDL} = (d_{c,SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (mm) = 8.34, $F_{c,SLV,1-GDL} = (F_{c,SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = 4532.19

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) = 3252.17

Rigidità elastica: K^* (kN/m) = 1370585.00 (=78.879% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.218

Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 3.15

forza Fy^* (kN) = 4318.51

Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 11.12

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.398$ g

- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = 4.71

- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 6457.76

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

- forza di snervamento Fy^* (kN) = 4318.51

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.496$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

Nota su q^*

q^* è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:

il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.

Se $q^* > 3.0$ (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input),

verrà calcolato considerando un valore di ag , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a) $q^* \leq 3.0$ (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: $q^* \leq 4.0$ per SLC)

b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = 6.81

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 8.25

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) = 8.25

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 10.11

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.176 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 1015$ anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 7.123$ %

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

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

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

Riepilogo per SLV



	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.155	10.0
Capacità	1015	0.176	7.1

Indicatore di Rischio Sismico

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

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA, CLV} / \text{PGA, DLV} = \zeta, E, \text{SLV, PGA} = 0.176/0.155 = 1.135$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR, CLV} / \text{TR, DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 1015/712 = 1.426$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

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

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

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 400.00

90% del Taglio massimo (kN) = 5071.99

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 12.680

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

Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_c, \text{SLD, M-GDL}$ (mm) = 3.82, taglio alla base $F, \text{SLD, M-GDL}$ (kN) = 4465.27

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.167$ g
- in spostamento: $d^*, e, \text{max} = S, De(T^*)$ (mm) = 1.98
- forza di risposta elastica = $S, e(T^*) m^*$ (kN) = 2716.53
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento F_y^* (kN) = 4318.51
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, max (mm) = 1.98

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $r d^*, \text{max}$ (mm) = 2.40

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) = 2.40

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 3.82

SLD: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA, CLD) = 0.100 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR, \text{CLD} = 231$

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

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR, \text{CLD} = 27.724$ %

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

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

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

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.066	63.0
Capacità	231	0.100	27.7

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha, D = \text{PGA, CLD} / \text{PGA, DLD} = \zeta, E, \text{SLD, PGA} = 0.100/0.066 = 1.515$
- in termini di TR: $\alpha, D = \text{TR, CLD} / \text{TR, DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 231/75 = 3.080$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_c, \text{SLO, M-GDL}$ (mm) = 2.55, taglio alla base $F, \text{SLO, M-GDL}$ (kN) = 3683.26





Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e}(T^*) = 0.138 \text{ g}$
- in spostamento: $d^*_{e,max} = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = 1.98$
- forza di risposta elastica = $S_{e}(T^*) m^* \text{ (kN)} = 2239.77$
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento $Fy^* \text{ (kN)} = 4318.51$
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.519$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*_{max} \text{ (mm)} = 1.63$

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*_{max} \text{ (mm)} = 1.98$

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) = 1.98

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 2.55

SLO: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.070 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR_{CLO} = 86$

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

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR_{CLO} = 58.192 \%$

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR_{CLO} minori,

e PVR_{CLO} maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR_{CLO} maggiori, e PVR_{CLO} minore).

Riepilogo per SLO

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.054	81.0
Capacità	86	0.070	58.2

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha_{,0} = PGA_{CLO} / PGA_{DLO} = \zeta_{E,SLO,PGA} = 0.070/0.054 = 1.296$

- in termini di TR: $\alpha_{,0} = TR_{CLO} / TR_{DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 86/45 = 1.911$

A.7 SLV – DISTIBUZIONE FORZE: A – CURVA: -X

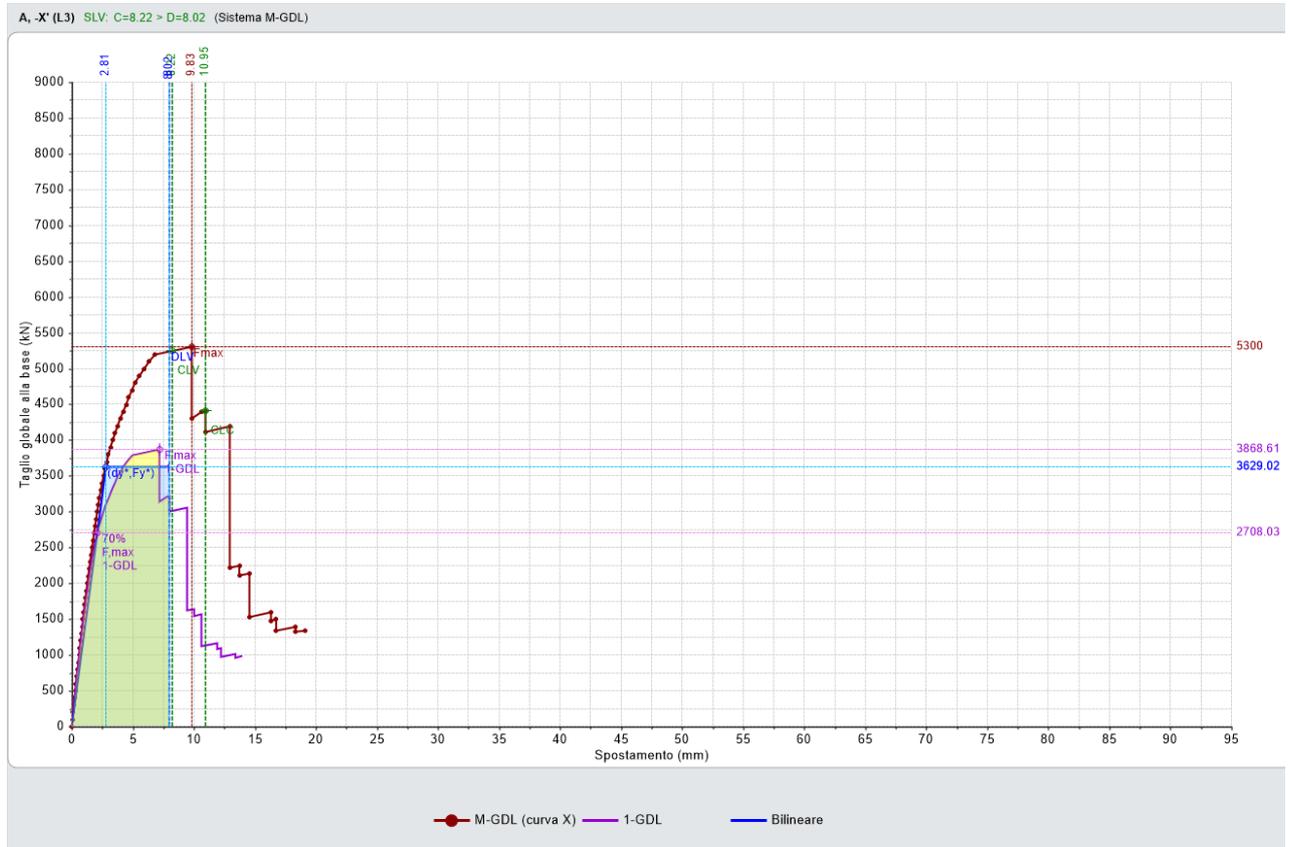


Fig. A - 7-1: Curva della distribuzione in esame

CURVA n° 7

TIPO DI CURVA: (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE (DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)
DIREZIONE E VERSO: -X
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA

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

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

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 1733028.00
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -5300.00
 Peso sismico totale W (kN) = 21482.53
 Massa sismica totale M (k*kgm) = 2190.609
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.247

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -10.95, F,SLC,M-GDL (kN) = -4410.26
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -8.22, F,SLV,M-GDL (kN) = -5246.64

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_i traslazionali;
 - corrispondenti spostamenti modali $\phi_{i,j}$ 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: 43.0%

- (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
 - spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate e lo spostamento del baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	1445.47	9.48		0.410
2		660.47	22.79		0.986
3		84.67	23.11	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa $m^* = \sum(m_i \cdot \phi_i^2)$ (k*kgm) = 1328.75

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = \sum(m_i \cdot \phi_i) / \sum(m_i \cdot \phi_i^2) = 1.370$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: $d_{c,SLC,1-GDL} = (d_{c,SLC,M-GDL} / \Gamma)$ (mm) = -7.99, $F_{c,SLC,1-GDL} = (F_{c,SLC,M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = -3219.17

SLV: $d_{c,SLV,1-GDL} = (d_{c,SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (mm) = -6.00, $F_{c,SLV,1-GDL} = (F_{c,SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = -3829.67

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) = -2708.03

Rigidità elastica: K^* (kN/m) = 1293977.00 (=74.666% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.201

Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -2.81

forza Fy^* (kN) = -3629.02

Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -8.00

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.398$ g

- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -4.01

- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 5183.43

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

- forza di snervamento Fy^* (kN) = -3629.02

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.428$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

Nota su q^*

q^* è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:

il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.

Se $q^* > 3.0$ (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input),

verrà calcolato considerando un valore di ag , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a) $q^* \leq 3.0$ (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: $q^* \leq 4.0$ per SLC)

b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = -5.85

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -8.02

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) = -8.02

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -8.22

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.158 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 734$ anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 9.713$ %

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

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

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

Riepilogo per SLV



	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.155	10.0
Capacità	734	0.158	9.7

Indicatore di Rischio Sismico

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

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA, CLV} / \text{PGA, DLV} = \zeta, E, \text{SLV, PGA} = 0.158 / 0.155 = 1.019$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR, CLV} / \text{TR, DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 734 / 712 = 1.031$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

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

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

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 300.00
 90% del Taglio massimo (kN) = 4770.00
 Rapporto $\alpha, u / \alpha, 1$ calcolato = 15.900
 Rapporto $\alpha, u / \alpha, 1$ effettivo = 2.500
 Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)

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

SLD: spostamento orizzontale: $dc, \text{SLD, M-GDL}$ (mm) = -3.84, taglio alla base $F, \text{SLD, M-GDL}$ (kN) = -4245.14

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.167$ g
- in spostamento: $d^*, e, \text{max} = S, De(T^*)$ (mm) = -1.69
- forza di risposta elastica = $S, e(T^*) m^*$ (kN) = 2180.47
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -3629.02
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, max (mm) = -1.69

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $r d^*, \text{max}$ (mm) = -2.31

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) = -2.31
 Capacità di spostamento a SLD (mm) = -3.84

SLD: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA, CLD) = 0.106 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR, \text{CLD} = 268$
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 75$ anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR, \text{CLD} = 24.41$ %
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA, CLD e TR, CLD minori,
 e PVR, CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA, CLD e TR, CLD maggiori, e PVR, CLD minore).

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.066	63.0
Capacità	268	0.106	24.4

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha, D = \text{PGA, CLD} / \text{PGA, DLD} = \zeta, E, \text{SLD, PGA} = 0.106 / 0.066 = 1.606$
- in termini di TR: $\alpha, D = \text{TR, CLD} / \text{TR, DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 268 / 75 = 3.573$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività')

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

SLD: spostamento orizzontale: $dc, \text{SLO, M-GDL}$ (mm) = -2.56, taglio alla base $F, \text{SLO, M-GDL}$ (kN) = -3466.83





Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e}(T^*) = 0.138 \text{ g}$
- in spostamento: $d^*_{e,max} = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = -1.69$
- forza di risposta elastica = $S_{e}(T^*) m^* \text{ (kN)} = 1797.79$
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento $Fy^* \text{ (kN)} = -3629.02$
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.495$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*_{max} \text{ (mm)} = -1.39$

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*_{max} \text{ (mm)} = -1.90$

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) = -1.90

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -2.56

SLO: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.075 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 99

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

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 53.12 %

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

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

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

Riepilogo per SLO

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.054	81.0
Capacità	99	0.075	53.1

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha_{,0} = PGA_{CLO} / PGA_{DLO} = \zeta_{E,SLO,PGA} = 0.075/0.054 = 1.389$

- in termini di TR: $\alpha_{,0} = TR_{CLO} / TR_{DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 99/45 = 2.200$

A.8 SLV – DISTIBUZIONE FORZE: A – CURVA: -X+T

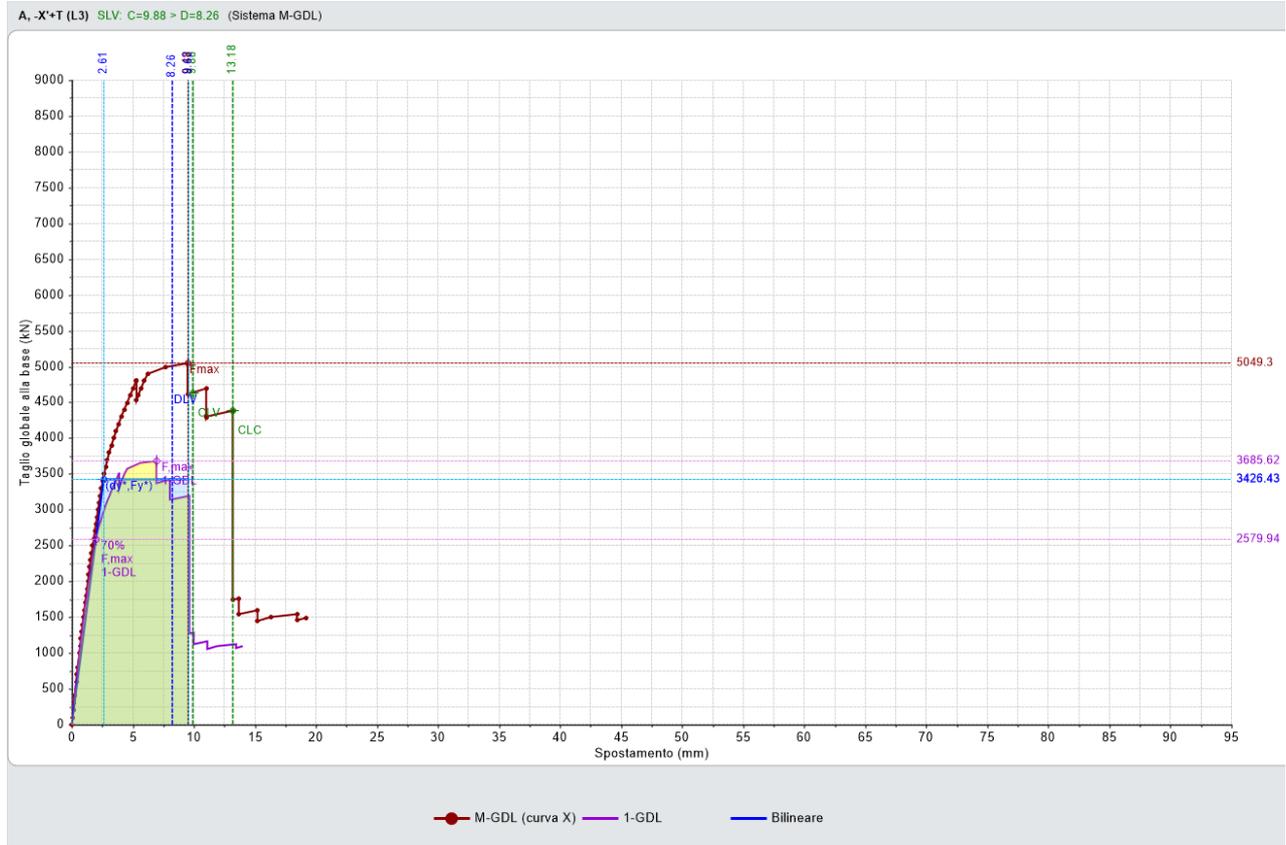


Fig. A - 8-1: Curva della distribuzione in esame

CURVA n° 8

TIPO DI CURVA: (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE (DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)
DIREZIONE E VERSO: -X
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT
COMBINAZIONE COMPONENTI: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA

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

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

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 1674291.00
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -5049.30
 Peso sismico totale W (kN) = 21482.53
 Massa sismica totale M (k*kgm) = 2190.609
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.235

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -13.18, F,SLC,M-GDL (kN) = -4379.36
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -9.88, F,SLV,M-GDL (kN) = -4632.64

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_i traslazionali;
 - corrispondenti spostamenti modali $\phi_{i,j}$ 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: 43.0%

- (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
 - spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate e lo spostamento del baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	1445.47	9.48		0.410
2		660.47	22.79		0.986
3		84.67	23.11	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa $m^* = \sum(m, i^* \phi, i)$ (k*kgm) = 1328.75

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = \sum(m, i^* \phi, i) / \sum(m, i^* \phi, i^2) = 1.370$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -9.62, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -3196.61

SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -7.21, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -3381.49

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) = -2579.94

Rigidità elastica: K^* (kN/m) = 1312397.00 (=78.385% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.200

Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -2.61

forza Fy^* (kN) = -3426.43

Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -9.62

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.398$ g

- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -3.95

- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 5183.43

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

- forza di snervamento Fy^* (kN) = -3426.43

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.513$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

Nota su q^*

q^* è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:

il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.

Se $q^* > 3.0$ (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input),

verrà calcolato considerando un valore di ag , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a) $q^* \leq 3.0$ (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: $q^* \leq 4.0$ per SLC)

b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = -6.03

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -8.26

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) = -8.26

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -9.88

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.173 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 964 anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 7.485 %

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

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

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

Riepilogo per SLV



	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.155	10.0
Capacità	964	0.173	7.5

Indicatore di Rischio Sismico

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

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.173/0.155 = 1.116$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV}(=\text{TR in input per SLV}) = 964/712 = 1.354$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

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

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

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 300.00
 90% del Taglio massimo (kN) = 4544.37
 Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 15.148
 Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500
 Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_c, \text{SLD, M-GDL}$ (mm) = -3.58, taglio alla base $F, \text{SLD, M-GDL}$ (kN) = -4073.84

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.167$ g
- in spostamento: $d^*, e, \text{max} = S, De(T^*)$ (mm) = -1.66
- forza di risposta elastica = $S, e(T^*) m^*$ (kN) = 2180.47
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento F_y^* (kN) = -3426.43
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, max (mm) = -1.66

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $r d^*, \text{max}$ (mm) = -2.28

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) = -2.28
 Capacità di spostamento a SLD (mm) = -3.58

SLD: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.100 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR, \text{CLD} = 231$
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 75$ anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR, \text{CLD} = 27.724$ %
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR, CLD minori,
 e PVR, CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR, CLD maggiori, e PVR, CLD minore).

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.066	63.0
Capacità	231	0.100	27.7

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha, D = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} = \zeta, E, \text{SLD,PGA} = 0.100/0.066 = 1.515$
- in termini di TR: $\alpha, D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD}(=\text{TR in input per SLD}) = 231/75 = 3.080$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_c, \text{SLO, M-GDL}$ (mm) = -2.38, taglio alla base $F, \text{SLO, M-GDL}$ (kN) = -3247.28



Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e}(T^*) = 0.138 \text{ g}$
- in spostamento: $d^*_{e,max} = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = -1.66$
- forza di risposta elastica = $S_{e}(T^*) m^* \text{ (kN)} = 1797.79$
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento $Fy^* \text{ (kN)} = -3426.43$
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.525$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*_{max} \text{ (mm)} = -1.37$

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*_{max} \text{ (mm)} = -1.88$

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) = -1.88

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -2.38

SLO: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.070 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 86

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

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 58.192 %

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

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

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

Riepilogo per SLO

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.054	81.0
Capacità	86	0.070	58.2

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha_{,0} = PGA_{,CLO} / PGA_{,DLO} = \zeta_{,E,SLO,PGA} = 0.070/0.054 = 1.296$

- in termini di TR: $\alpha_{,0} = TR_{,CLO} / TR_{,DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 86/45 = 1.911$

A.9 SLV – DISTIBUZIONE FORZE: A – CURVA: -X-T



Fig. A - 9-1: Curva della distribuzione in esame

CURVA n° 9

TIPO DI CURVA: (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE (DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)
DIREZIONE E VERSO: -X
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT
COMBINAZIONE COMPONENTI: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA

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

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1796035.00
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -5158.81
 Peso sismico totale W (kN) = 21482.53
 Massa sismica totale M (k*kgm) = 2190.609
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.24

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -10.83, F,SLC,M-GDL (kN) = -4320.95
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -8.12, F,SLV,M-GDL (kN) = -5129.68

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_i traslazionali;
 - corrispondenti spostamenti modali $\phi_{i,j}$ 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: 43.0%

- (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
 - spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate e lo spostamento del baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	1445.47	9.48		0.410
2		660.47	22.79		0.986
3		84.67	23.11	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa $m^* = \sum(m_i \cdot \phi_i^2)$ (k*kgm) = 1328.75

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = \sum(m_i \cdot \phi_i) / \sum(m_i \cdot \phi_i^2) = 1.370$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: $d_{c,SLC,1-GDL} = (d_{c,SLC,M-GDL} / \Gamma)$ (mm) = -7.90, $F_{c,SLC,1-GDL} = (F_{c,SLC,M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = -3153.98

SLV: $d_{c,SLV,1-GDL} = (d_{c,SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (mm) = -5.93, $F_{c,SLV,1-GDL} = (F_{c,SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = -3744.29

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) = -2635.89

Rigidità elastica: $K^* = 1338145.00$ (=74.505% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.198

Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -2.66

forza Fy^* (kN) = -3554.30

Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -7.91

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.398$ g

- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -3.87

- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 5183.43

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

- forza di snervamento Fy^* (kN) = -3554.30

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.459$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

Nota su q^*

q^* è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:

il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.

Se $q^* > 3.0$ (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input),

verrà calcolato considerando un valore di ag , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a) $q^* \leq 3.0$ (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: $q^* \leq 4.0$ per SLC)

b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = -5.80

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -7.94

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) = -7.94

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -8.12

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.158 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 734$ anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 9.713$ %

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

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

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

Riepilogo per SLV



	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.155	10.0
Capacità	734	0.158	9.7

Indicatore di Rischio Sismico

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

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.158/0.155 = 1.019$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV}(=\text{TR in input per SLV}) = 734/712 = 1.031$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:
a) capacità \geq domanda (in termini di spostamento);
b) $q^* \leq 3.0$ (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: $q^* \leq 4.0$ per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 300.00
90% del Taglio massimo (kN) = 4642.93
Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 15.476
Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500
Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)

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

SLD: spostamento orizzontale: $dc, \text{SLD, M-GDL}$ (mm) = -3.64, taglio alla base $F, \text{SLD, M-GDL}$ (kN) = -4160.74

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.167$ g
- in spostamento: $d^*, e, \text{max} = S, De(T^*)$ (mm) = -1.63
- forza di risposta elastica = $S, e(T^*) m^*$ (kN) = 2180.47
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -3554.30
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, max (mm) = -1.63

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $r d^*, \text{max}$ (mm) = -2.23

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) = -2.23
Capacità di spostamento a SLD (mm) = -3.64

SLD: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.105 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR, \text{CLD} = 249$
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 75$ anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR, \text{CLD} = 26.007$ %
(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR, CLD minori,
e PVR, CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR, CLD maggiori, e PVR, CLD minore).

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.066	63.0
Capacità	249	0.105	26.0

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha, D = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} = \zeta, E, \text{SLD,PGA} = 0.105/0.066 = 1.591$
- in termini di TR: $\alpha, D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD}(=\text{TR in input per SLD}) = 249/75 = 3.320$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività')

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

SLD: spostamento orizzontale: $dc, \text{SLO, M-GDL}$ (mm) = -2.43, taglio alla base $F, \text{SLO, M-GDL}$ (kN) = -3374.31





Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e}(T^*) = 0.138 \text{ g}$
- in spostamento: $d^*_{e,max} = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = -1.63$
- forza di risposta elastica = $S_{e}(T^*) m^* \text{ (kN)} = 1797.79$
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento $Fy^* \text{ (kN)} = -3554.30$
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.506$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*_{max} \text{ (mm)} = -1.34$

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*_{max} \text{ (mm)} = -1.84$

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) = -1.84

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -2.43

SLO: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.072 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR_{CLO} = 94$

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

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR_{CLO} = 54.971 \%$

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR_{CLO} minori,

e PVR_{CLO} maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR_{CLO} maggiori, e PVR_{CLO} minore).

Riepilogo per SLO

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.054	81.0
Capacità	94	0.072	55.0

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha_{,0} = PGA_{CLO} / PGA_{DLO} = \zeta_{E,SLO,PGA} = 0.072/0.054 = 1.333$

- in termini di TR: $\alpha_{,0} = TR_{CLO} / TR_{DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 94/45 = 2.089$

A.10 SLV – DISTIBUZIONE FORZE: A – CURVA: -Y



Fig. A - 10-1: Curva della distribuzione in esame

CURVA n° 10

TIPO DI CURVA: (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE (DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)
DIREZIONE E VERSO: -Y
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA

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

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1740459.00
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -5740.56
 Peso sismico totale W (kN) = 21482.53
 Massa sismica totale M (k*kgm) = 2190.609
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.267

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -16.94, F,SLC,M-GDL (kN) = -5600.00
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -12.70, F,SLV,M-GDL (kN) = -5448.24

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_i traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali ϕ_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: 49.2%

(i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)

- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate e lo spostamento del baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	1445.47	11.74		0.592
2		660.47	21.46		1.083
3		84.67	19.82	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

$Massa\ m^* = \sum(m_i \cdot \phi_i^2) \text{ (k*kgm)} = 1655.41$
 $Coefficiente\ di\ partecipazione\ \Gamma = \sum(m_i \cdot \phi_i) / \sqrt{\sum(m_i \cdot \phi_i^2)} = 1.213$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:
 SLC: $d_{SLC,1-GDL} = (d_{SLC,M-GDL} / \Gamma) \text{ (mm)} = -13.96$, $F_{SLC,1-GDL} = (F_{SLC,M-GDL} / \Gamma) \text{ (kN)} = -4616.65$
 SLV: $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma) \text{ (mm)} = -10.47$, $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma) \text{ (kN)} = -4491.54$

Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):
 70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% $F_{Max,1-GDL} \text{ (kN)} = -3312.77$
 Rigidezza elastica: $K^* \text{ (kN/m)} = 1280448.00$ (=73.570% della rigidità elastica del sistema M-GDL)
 Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*) \text{ (sec)} = 0.226$
 Punto di snervamento: spostamento $dy^* \text{ (mm)} = -3.50$
 forza $Fy^* \text{ (kN)} = -4485.57$
 Limite ultimo : spostamento $du^* \text{ (mm)} = -13.97$

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:
 Risposta del sistema elastico di pari periodo:
 - in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.398\ g$
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*) \cdot m^* \text{ (mm)} = -5.04$
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) \cdot m^* \text{ (kN)} = 6457.76$
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento $Fy^* \text{ (kN)} = -4485.57$
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.440$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

Nota su q^*
 q^* è funzione di due componenti:
 1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
 2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione a_g in input:
 il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad a_g in input.
 Se $q^* > 3.0$ (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.
 Il valore di a_g sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = a_g sostenibile / a_g in input), verrà calcolato considerando un valore di a_g , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:
 a) $q^* \leq 3.0$ (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: $q^* \leq 4.0$ per SLC)
 b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*,max \text{ (mm)} = -6.99$

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:
 Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = -8.47$

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) = -8.47
 Capacità di spostamento a SLV (mm) = -12.70
SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:
 SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.199 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 1517$ anni.
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 75$ anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 4.824\ %$
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

Riepilogo per SLV





	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.155	10.0
Capacità	1517	0.199	4.8

Indicatore di Rischio Sismico

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

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA, CLV} / \text{PGA, DLV} = \zeta, E, \text{SLV, PGA} = 0.199/0.155 = 1.284$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR, CLV} / \text{TR, DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 1517/712 = 2.131$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:
a) capacità \geq domanda (in termini di spostamento);
b) $q^* \leq 3.0$ (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: $q^* \leq 4.0$ per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 300.00
90% del Taglio massimo (kN) = 5166.50
Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 17.222
Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500
Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_c, \text{SLD, M-GDL}$ (mm) = -4.25, taglio alla base $F, \text{SLD, M-GDL}$ (kN) = -4608.66

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:
- in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.167$ g
- in spostamento: $d^*, e, \text{max} = S, De(T^*)$ (mm) = -2.12
- forza di risposta elastica = $S, e(T^*) m^*$ (kN) = 2716.53
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento F_y^* (kN) = -4485.57
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
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: $r d^*, \text{max}$ (mm) = -2.57

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) = -2.57
Capacità di spostamento a SLD (mm) = -4.25

SLD: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA, CLD) = 0.105 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $\text{TR, CLD} = 259$
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $\text{VR} = 75$ anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: $\text{PVR, CLD} = 25.142$ %
(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA, CLD e TR, CLD minori,
e PVR, CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA, CLD e TR, CLD maggiori, e PVR, CLD minore).

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.066	63.0
Capacità	259	0.105	25.1

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha, D = \text{PGA, CLD} / \text{PGA, DLD} = \zeta, E, \text{SLD, PGA} = 0.105/0.066 = 1.591$
- in termini di TR: $\alpha, D = \text{TR, CLD} / \text{TR, DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 259/75 = 3.453$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_c, \text{SLO, M-GDL}$ (mm) = -2.83, taglio alla base $F, \text{SLO, M-GDL}$ (kN) = -3777.22



Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e}(T^*) = 0.138 \text{ g}$
- in spostamento: $d^*_{e,max} = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = -2.12$
- forza di risposta elastica = $S_{e}(T^*) m^* \text{ (kN)} = 2239.77$
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento $Fy^* \text{ (kN)} = -4485.57$
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.499$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*_{max} \text{ (mm)} = -1.75$

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*_{max} \text{ (mm)} = -2.12$

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 SLO (mm) = -2.83

SLO: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.072 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 94

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

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 54.971 %

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

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

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

Riepilogo per SLO

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.054	81.0
Capacità	94	0.072	55.0

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha_{,0} = PGA_{,CLO} / PGA_{,DLO} = \zeta_{,E,SLO,PGA} = 0.072/0.054 = 1.333$

- in termini di TR: $\alpha_{,0} = TR_{,CLO} / TR_{,DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 94/45 = 2.089$

A.11 SLV – DISTIBUZIONE FORZE: A – CURVA: -Y+T



Fig. A - 11-1: Curva della distribuzione in esame

CURVA n° 11

TIPO DI CURVA: (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE (DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)
DIREZIONE E VERSO: -Y
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): + MT
COMBINAZIONE COMPONENTI: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA

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

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

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 1737583.00
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -6095.19
 Peso sismico totale W (kN) = 21482.53
 Massa sismica totale M (k*kgm) = 2190.609
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.284

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -15.96, F,SLC,M-GDL (kN) = -6095.19
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -11.97, F,SLV,M-GDL (kN) = -5918.58

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_i traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali ϕ_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: 49.2%



- (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
 - spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate e lo spostamento del baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	1445.47	11.74		0.592
2		660.47	21.46		1.083
3		84.67	19.82	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

$$\text{Massa } m^* = \sum(m_i \cdot \phi_i^2) \text{ (k*kgm)} = 1655.41$$

$$\text{Coefficiente di partecipazione } \Gamma = \sum(m_i \cdot \phi_i) / \sum(m_i \cdot \phi_i^2) = 1.213$$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

$$\text{SLC: } d_c, \text{SLC,1-GDL} = (d_c, \text{SLC,M-GDL} / \Gamma) \text{ (mm)} = -13.16, F_c, \text{SLC,1-GDL} = (F_c, \text{SLC,M-GDL} / \Gamma) \text{ (kN)} = -5024.89$$

$$\text{SLV: } d_c, \text{SLV,1-GDL} = (d_c, \text{SLV,M-GDL} / \Gamma) \text{ (mm)} = -9.87, F_c, \text{SLV,1-GDL} = (F_c, \text{SLV,M-GDL} / \Gamma) \text{ (kN)} = -4879.29$$

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

$$70\% \text{ della Resistenza massima del sistema 1-GDL} = 70\% F_{c, \text{Max,1-GDL}} \text{ (kN)} = -3517.42$$

$$\text{Rigidità elastica: } K^* \text{ (kN/m)} = 1300686.00 \text{ (=74.856\% della rigidità elastica del sistema M-GDL)}$$

$$\text{Periodo elastico: } T^* = 2(m^*/K^*) \text{ (sec)} = 0.224$$

$$\text{Punto di snervamento: spostamento } dy^* \text{ (mm)} = -3.66$$

$$\text{forza } Fy^* \text{ (kN)} = -4758.31$$

$$\text{Limite ultimo : spostamento } du^* \text{ (mm)} = -13.16$$

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

$$\text{- in accelerazione: } S_e(T^*) = 0.398 \text{ g}$$

$$\text{- in spostamento: } d^*, e, \text{max} = S_e(T^*) \cdot du^* \text{ (mm)} = -4.97$$

$$\text{- forza di risposta elastica} = S_e(T^*) \cdot m^* \text{ (kN)} = 6457.76$$

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

$$\text{- forza di snervamento } Fy^* \text{ (kN)} = -4758.31$$

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

$$\text{Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: } q^* = 1.357$$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

Nota su q^*

q^* è funzione di due componenti:

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

Se $q^* > 3.0$ (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di a_g sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = a_g sostenibile / a_g in input), verrà calcolato considerando un valore di a_g , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

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

$$\text{Risposta in spostamento del sistema anelastico: } d^*, \text{max} \text{ (mm)} = -6.64$$

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

$$\text{Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: } \Gamma d^*, \text{max} \text{ (mm)} = -8.05$$

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

$$\text{Domanda sismica in spostamento (mm)} = -8.05$$

$$\text{Capacità di spostamento a SLV (mm)} = -11.97$$

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

$$\text{SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV)} = 0.197 \text{ g}$$

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR, CLV = 1446$ anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 5.055\%$

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

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

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

Riepilogo per SLV





	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.155	10.0
Capacità	1446	0.197	5.1

Indicatore di Rischio Sismico

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

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.197/0.155 = 1.271$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV}(=\text{TR in input per SLV}) = 1446/712 = 2.031$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

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

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

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 300.00
 90% del Taglio massimo (kN) = 5485.67
 Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 18.286
 Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500
 Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)

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

SLD: spostamento orizzontale: $dc, \text{SLD, M-GDL}$ (mm) = -4.44, taglio alla base $F, \text{SLD, M-GDL}$ (kN) = -4857.59

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.167$ g
- in spostamento: $d^*, e, \text{max} = S, De(T^*)$ (mm) = -2.09
- forza di risposta elastica = $S, e(T^*) m^*$ (kN) = 2716.53
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -4758.31
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, max (mm) = -2.09

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $r d^*, \text{max}$ (mm) = -2.53

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) = -2.53
 Capacità di spostamento a SLD (mm) = -4.44

SLD: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.112 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR, \text{CLD} = 299$
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 75$ anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR, \text{CLD} = 22.185$ %
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR, CLD minori,
 e PVR, CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR, CLD maggiori, e PVR, CLD minore).

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.066	63.0
Capacità	299	0.112	22.2

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha, D = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} = \zeta, E, \text{SLD,PGA} = 0.112/0.066 = 1.697$
- in termini di TR: $\alpha, D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD}(=\text{TR in input per SLD}) = 299/75 = 3.987$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)

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

SLD: spostamento orizzontale: $dc, \text{SLO, M-GDL}$ (mm) = -2.96, taglio alla base $F, \text{SLO, M-GDL}$ (kN) = -4000.88





Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e}(T^*) = 0.138 \text{ g}$
- in spostamento: $d^*_{e,max} = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = -2.09$
- forza di risposta elastica = $S_{e}(T^*) m^* \text{ (kN)} = 2239.77$
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento $Fy^* \text{ (kN)} = -4758.31$
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.471$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*_{max} \text{ (mm)} = -1.72$

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*_{max} \text{ (mm)} = -2.09$

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) = -2.09

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -2.96

SLO: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.078 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR_{CLO} = 110$

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

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR_{CLO} = 49.43 \%$

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR_{CLO} minori,

e PVR_{CLO} maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR_{CLO} maggiori, e PVR_{CLO} minore).

Riepilogo per SLO

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.054	81.0
Capacità	110	0.078	49.4

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha_{,0} = PGA_{CLO} / PGA_{DLO} = \zeta_{E,SLO,PGA} = 0.078/0.054 = 1.444$

- in termini di TR: $\alpha_{,0} = TR_{CLO} / TR_{DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 110/45 = 2.444$

A.12 SLV – DISTIBUZIONE FORZE: A – CURVA: -Y-T



Fig. A - 12-1: Curva della distribuzione in esame

CURVA n° 12

TIPO DI CURVA: (A) LINEARE: PROPORZIONALE ALLE FORZE STATICHE (DISTRIBUZIONE PRINCIPALE [GRUPPO 1]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)
DIREZIONE E VERSO: -Y
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): - MT
COMBINAZIONE COMPONENTI: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 3
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA

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

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1743343.00
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -5100.00
 Peso sismico totale W (kN) = 21482.53
 Massa sismica totale M (k*kgm) = 2190.609
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.237

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -11.88, F,SLC,M-GDL (kN) = -4957.72
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -8.91, F,SLV,M-GDL (kN) = -4722.17

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_i traslazionali;
 - corrispondenti spostamenti modali $\phi_{i,j}$ 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: 49.2%



- (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al passo iniziale per maschi e fasce in muratura vengono considerate rigidità elastiche)
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
 - spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate e lo spostamento del baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	1445.47	11.74		0.592
2		660.47	21.46		1.083
3		84.67	19.82	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa $m^* = \sum(m_i \cdot \phi_i^2)$ (k*kgm) = 1655.41

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = \sum(m_i \cdot \phi_i) / \sum(m_i \cdot \phi_i^2) = 1.213$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: $d_{c,SLC,1-GDL} = (d_{c,SLC,M-GDL} / \Gamma)$ (mm) = -9.79, $F_{c,SLC,1-GDL} = (F_{c,SLC,M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = -4087.15

SLV: $d_{c,SLV,1-GDL} = (d_{c,SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (mm) = -7.35, $F_{c,SLV,1-GDL} = (F_{c,SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = -3892.97

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) = -2943.12

Rigidità elastica: K^* (kN/m) = 1285926.00 (=73.762% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.225

Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -3.10

forza Fy^* (kN) = -3991.54

Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -9.80

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.398$ g

- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*) du^*$ (mm) = -5.02

- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 6457.76

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

- forza di snervamento Fy^* (kN) = -3991.54

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.618$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

Nota su q^*

q^* è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:

il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.

Se $q^* > 3.0$ (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.

Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input),

verrà calcolato considerando un valore di ag , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a) $q^* \leq 3.0$ (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: $q^* \leq 4.0$ per SLC)

b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = -7.45

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 SLV (mm) = -8.91

SLV: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.154 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 697$ anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 10.202$ %

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

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

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

Riepilogo per SLV





	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.155	10.0
Capacità	697	0.154	10.2

Indicatore di Rischio Sismico

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

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta, E, \text{SLV,PGA} = 0.154/0.155 = 0.994$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV}(=\text{TR in input per SLV}) = 697/712 = 0.979$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

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

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

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 400.00
 90% del Taglio massimo (kN) = 4590.00
 Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 11.475
 Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500
 Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)

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

SLD: spostamento orizzontale: $dc, \text{SLD, M-GDL}$ (mm) = -3.76, taglio alla base $F, \text{SLD, M-GDL}$ (kN) = -4143.55

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.167$ g
- in spostamento: $d^*, e, \text{max} = S, De(T^*)$ (mm) = -2.11
- forza di risposta elastica = $S, e(T^*) m^*$ (kN) = 2716.53
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -3991.54
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, max (mm) = -2.11

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $r d^*, \text{max}$ (mm) = -2.56

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) = -2.56
 Capacità di spostamento a SLD (mm) = -3.76

SLD: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.093 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR, \text{CLD} = 188$
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 75$ anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR, \text{CLD} = 32.897$ %
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR, CLD minori,
 e PVR, CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR, CLD maggiori, e PVR, CLD minore).

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.066	63.0
Capacità	188	0.093	32.9

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha, D = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} = \zeta, E, \text{SLD,PGA} = 0.093/0.066 = 1.409$
- in termini di TR: $\alpha, D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD}(=\text{TR in input per SLD}) = 188/75 = 2.507$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)

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

SLD: spostamento orizzontale: $dc, \text{SLO, M-GDL}$ (mm) = -2.51, taglio alla base $F, \text{SLO, M-GDL}$ (kN) = -3356.77



Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e}(T^*) = 0.138 \text{ g}$
- in spostamento: $d^*_{e,max} = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = -2.11$
- forza di risposta elastica = $S_{e}(T^*) m^* \text{ (kN)} = 2239.77$
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento $Fy^* \text{ (kN)} = -3991.54$
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.561$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*_{max} \text{ (mm)} = -1.74$

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*_{max} \text{ (mm)} = -2.11$

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) = -2.11

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -2.51

SLO: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.064 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 74

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

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 63.706 %

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

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

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

Riepilogo per SLO

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.054	81.0
Capacità	74	0.064	63.7

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha_{,0} = PGA_{,CLO} / PGA_{,DLO} = \zeta_{,E,SLO,PGA} = 0.064/0.054 = 1.185$

- in termini di TR: $\alpha_{,0} = TR_{,CLO} / TR_{,DLO}(=TR \text{ in input per SLO}) = 74/45 = 1.644$

A.13 SLV – DISTIBUZIONE FORZE: E – CURVA: +X

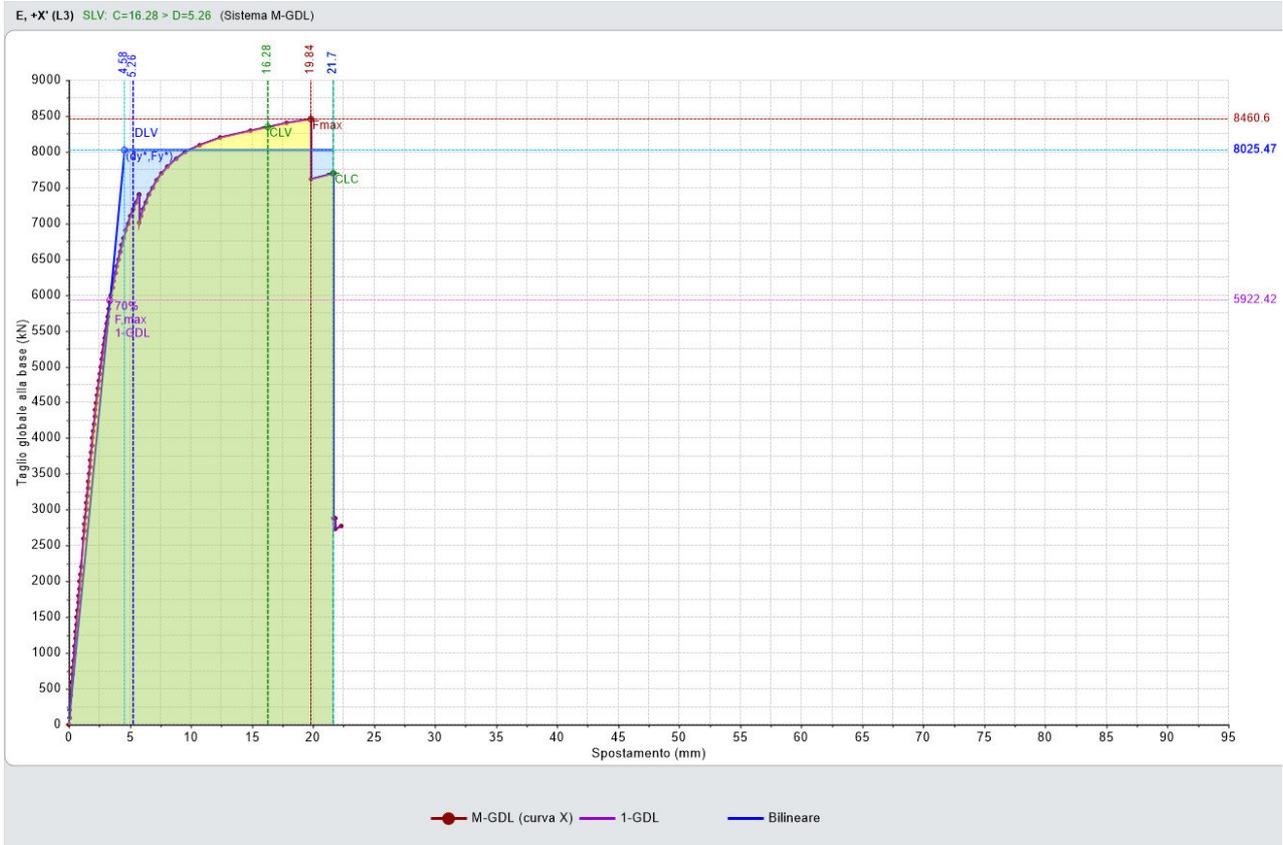


Fig. A - 13-1: Curva della distribuzione in esame

CURVA n° 13

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

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

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

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 2284209.00
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 8460.60
 Peso sismico totale W (kN) = 21482.53
 Massa sismica totale M (k*kgm) = 2190.609
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.394

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 21.70, F,SLC,M-GDL (kN) = 7700.00
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 16.28, F,SLV,M-GDL (kN) = 8346.86

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 $\Gamma=1.000$ 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) = 2190.61

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 21.70, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 7700.00
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 16.28, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 8346.86



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

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F_{Max,1-GDL} (kN) = 5922.42
 Rigidezza elastica: K* (kN/m) = 1753224.00 (=76.754% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
 Periodo elastico: T* = 2(m*/K*) (sec) = 0.222
 Punto di snervamento: spostamento dy* (mm) = 4.58
 forza Fy* (kN) = 8025.47
 Limite ultimo : spostamento du* (mm) = 21.70

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:
 - in accelerazione: S_e(T*) = 0.398 g
 - in spostamento: d_{e,max} = S_eDe(T*) (mm) = 4.88
 - forza di risposta elastica = S_ee(T*) m* (kN) = 8545.57
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy* (kN) = 8025.47
 (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* = 1.065

Controllo su q* secondo §7.8.1.6

Nota su q*

q* è funzione di due componenti:
 1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
 2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:
 il valore di q* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.
 Se q* >= 3.0 (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.
 Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input),
 verrà calcolato considerando un valore di ag, cioè una domanda,
 tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:
 a) q* <= 3.0 (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: q* <= 4.0 per SLC)
 b) capacità >= domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d_{*,max} (mm) = 5.26

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: Γ 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 SLV (mm) = 16.28

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) >= 0.227 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 2475 anni.
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 2.985 %
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

Riepilogo per SLV

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.155	10.0
Capacità	2475	0.227	3.0

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):
 - in termini di PGA: $\alpha_v = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} = \zeta_e \text{SLV,PGA} = 0.227/0.155 = 1.465$
 - in termini di TR: $\alpha_v = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 2475/712 = 3.476$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:
 a) capacità >= domanda (in termini di spostamento);
 b) q* <= 3.0 (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: q* <= 4.0 per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 800.00
 90% del Taglio massimo (kN) = 7614.54
 Rapporto α_u/α_1 calcolato = 9.518
 Rapporto α_u/α_1 effettivo = 2.500
 Edificio non regolare in altezza: q = 3.750





VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_{c,SLD,M-GDL}$ (mm) = 4.58, taglio alla base $F_{SLD,M-GDL}$ (kN) = 6845.16

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e(T^*)}$ = 0.167 g
- in spostamento: $d_{*e,max} = S_{De(T^*)}$ (mm) = 2.05
- forza di risposta elastica = $S_{e(T^*)} m^*$ (kN) = 3594.79
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento F_{y^*} (kN) = 8025.47
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d_{*,max}$ (mm) = 2.05

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d_{*,max}$ (mm) = 2.05

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) = 2.05

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 4.58

SLD: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.144 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR_{CLD} = 592

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

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR_{CLD} = 11.899 %

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR_{CLD} minori, e PVR_{CLD} maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR_{CLD} maggiori, e PVR_{CLD} minore).

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.066	63.0
Capacità	592	0.144	11.9

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha_D = PGA_{CLD} / PGA_{DL} = \zeta_{E,SLD,PGA} = 0.144 / 0.066 = 2.182$

- in termini di TR: $\alpha_D = TR_{CLD} / TR_{DL}(=TR \text{ in input per SLD}) = 592 / 75 = 7.893$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_{c,SLO,M-GDL}$ (mm) = 3.05, taglio alla base $F_{SLO,M-GDL}$ (kN) = 5552.24

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e(T^*)}$ = 0.138 g
- in spostamento: $d_{*e,max} = S_{De(T^*)}$ (mm) = 2.05
- forza di risposta elastica = $S_{e(T^*)} m^*$ (kN) = 2963.89
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento F_{y^*} (kN) = 8025.47
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.369$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d_{*,max}$ (mm) = 1.69

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d_{*,max}$ (mm) = 1.69

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) = 1.69

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 3.05

SLO: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.096 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR_{CLO} = 197

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

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR_{CLO} = 31.662 %

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR_{CLO} minori, e PVR_{CLO} maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR_{CLO} maggiori, e PVR_{CLO} minore).



Riepilogo per SLO

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.054	81.0
Capacità	197	0.096	31.7

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha,0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta, E, \text{SLO,PGA} = 0.096 / 0.054 = 1.778$
- in termini di TR: $\alpha,0 = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 197 / 45 = 4.378$

A.14 SLV – DISTIBUZIONE FORZE: E – CURVA: +X+T

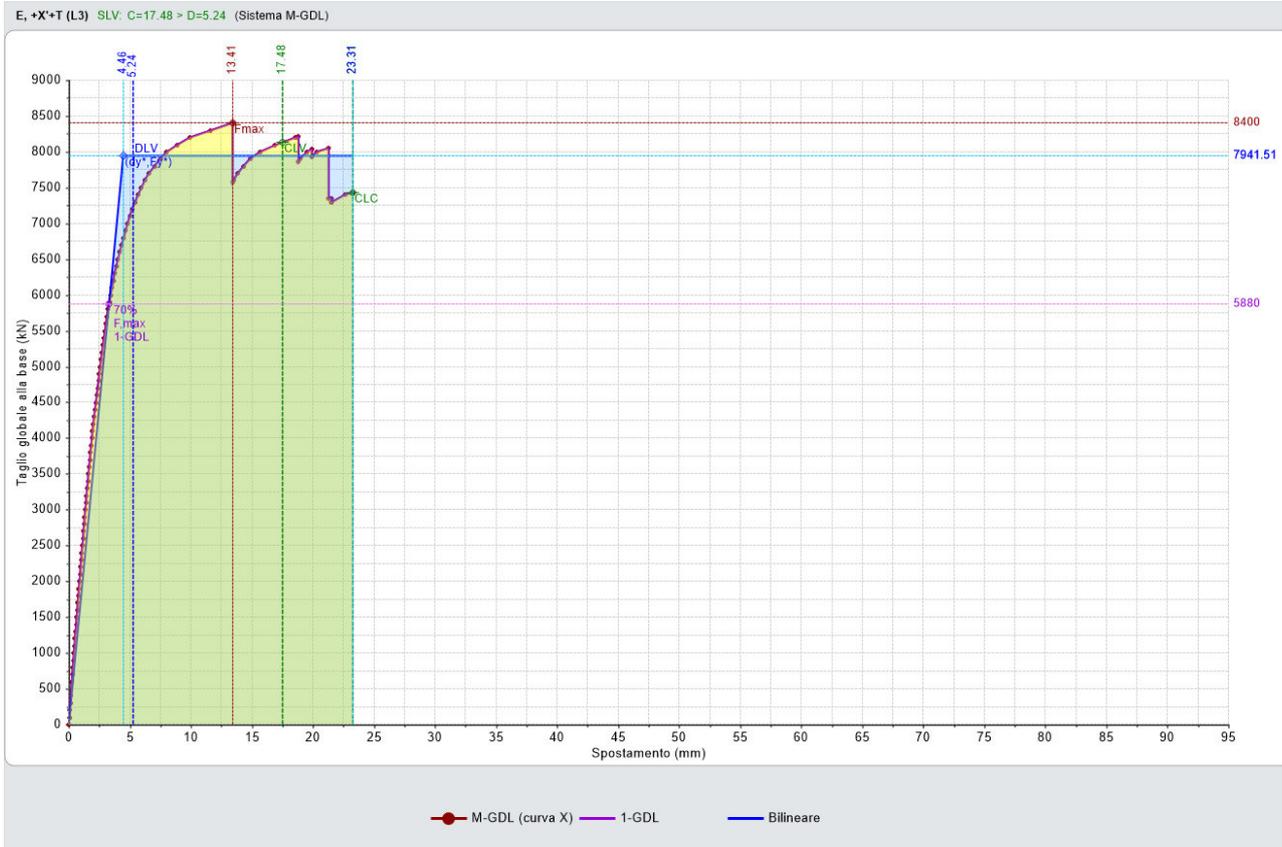


Fig. A - 14-1: Curva della distribuzione in esame

CURVA n° 14

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

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

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

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 2360878.00
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 8400.00
Peso sismico totale W (kN) = 21482.53
Massa sismica totale M (k*kgm) = 2190.609
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.391

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 23.31, F,SLC,M-GDL (kN) = 7430.35
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 17.48, F,SLV,M-GDL (kN) = 8134.70

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 $\Gamma=1.000$ 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) = 2190.61

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 23.31, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 7430.35
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 17.48, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 8134.70



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) = 5880.00
 Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 1781783.00 (=75.471% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
 Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.220
 Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 4.46
 forza Fy^* (kN) = 7941.51
 Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 23.31

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:
 - in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.398$ g
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = 4.80
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 8545.57
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = 7941.51
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.076$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

Nota su q^*

q^* è funzione di due componenti:
 1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
 2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:
 il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.
 Se $q^* > 3.0$ (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.
 Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input),
 verrà calcolato considerando un valore di ag , cioè una domanda,
 tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:
 a) $q^* \leq 3.0$ (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: $q^* \leq 4.0$ per SLC)
 b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = 5.25

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 5.25

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) = 5.25
 Capacità di spostamento a SLV (mm) = 17.48

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) ≥ 0.227 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 2475$ anni.
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 75$ anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.985$ %
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

Riepilogo per SLV

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.155	10.0
Capacità	2475	0.227	3.0

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):
 - in termini di PGA: $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV = \zeta_e,SLV,PGA = 0.227/0.155 = 1.465$
 - in termini di TR: $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV (=TR$ in input per SLV) = $2475/712 = 3.476$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:
 a) capacità \geq domanda (in termini di spostamento);
 b) $q^* \leq 3.0$ (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: $q^* \leq 4.0$ per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 800.00
 90% del Taglio massimo (kN) = 7560.00
 Rapporto α_u/α_1 calcolato = 9.450
 Rapporto α_u/α_1 effettivo = 2.500
 Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$





VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_{c,SLD,M-GDL}$ (mm) = 4.46, taglio alla base $F_{SLD,M-GDL}$ (kN) = 6775.05

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e(T^*)}$ = 0.167 g
- in spostamento: $d_{*e,max} = S_{De(T^*)}$ (mm) = 2.02
- forza di risposta elastica = $S_{e(T^*)} m^*$ (kN) = 3594.79
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento F_{y^*} (kN) = 7941.51
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d_{*,max}$ (mm) = 2.02

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d_{*,max}$ (mm) = 2.02

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) = 2.02

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 4.46

SLD: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.144 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR_{CLD} = 575

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

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR_{CLD} = 12.229\%$

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR_{CLD} minori, e PVR_{CLD} maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR_{CLD} maggiori, e PVR_{CLD} minore).

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.066	63.0
Capacità	575	0.144	12.2

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha_{,0} = PGA_{CLD} / PGA_{DL} = \zeta_{,E,SLD,PGA} = 0.144/0.066 = 2.182$

- in termini di TR: $\alpha_{,D} = TR_{CLD} / TR_{DL}(=TR \text{ in input per SLD}) = 575/75 = 7.667$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_{c,SLO,M-GDL}$ (mm) = 2.97, taglio alla base $F_{SLO,M-GDL}$ (kN) = 5497.31

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e(T^*)}$ = 0.138 g
- in spostamento: $d_{*e,max} = S_{De(T^*)}$ (mm) = 2.02
- forza di risposta elastica = $S_{e(T^*)} m^*$ (kN) = 2963.89
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento F_{y^*} (kN) = 7941.51
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.373$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d_{*,max}$ (mm) = 1.66

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d_{*,max}$ (mm) = 1.66

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) = 1.66

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 2.97

SLO: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.094 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR_{CLO} = 191$

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

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR_{CLO} = 32.475\%$

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR_{CLO} minori, e PVR_{CLO} maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR_{CLO} maggiori, e PVR_{CLO} minore).



Riepilogo per SLO

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.054	81.0
Capacità	191	0.094	32.5

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha,0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta, E, \text{SLO}, \text{PGA} = 0.094 / 0.054 = 1.741$

- in termini di TR: $\alpha,0 = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 191 / 45 = 4.244$

A.15 SLV – DISTIBUZIONE FORZE: E – CURVA: +X-T

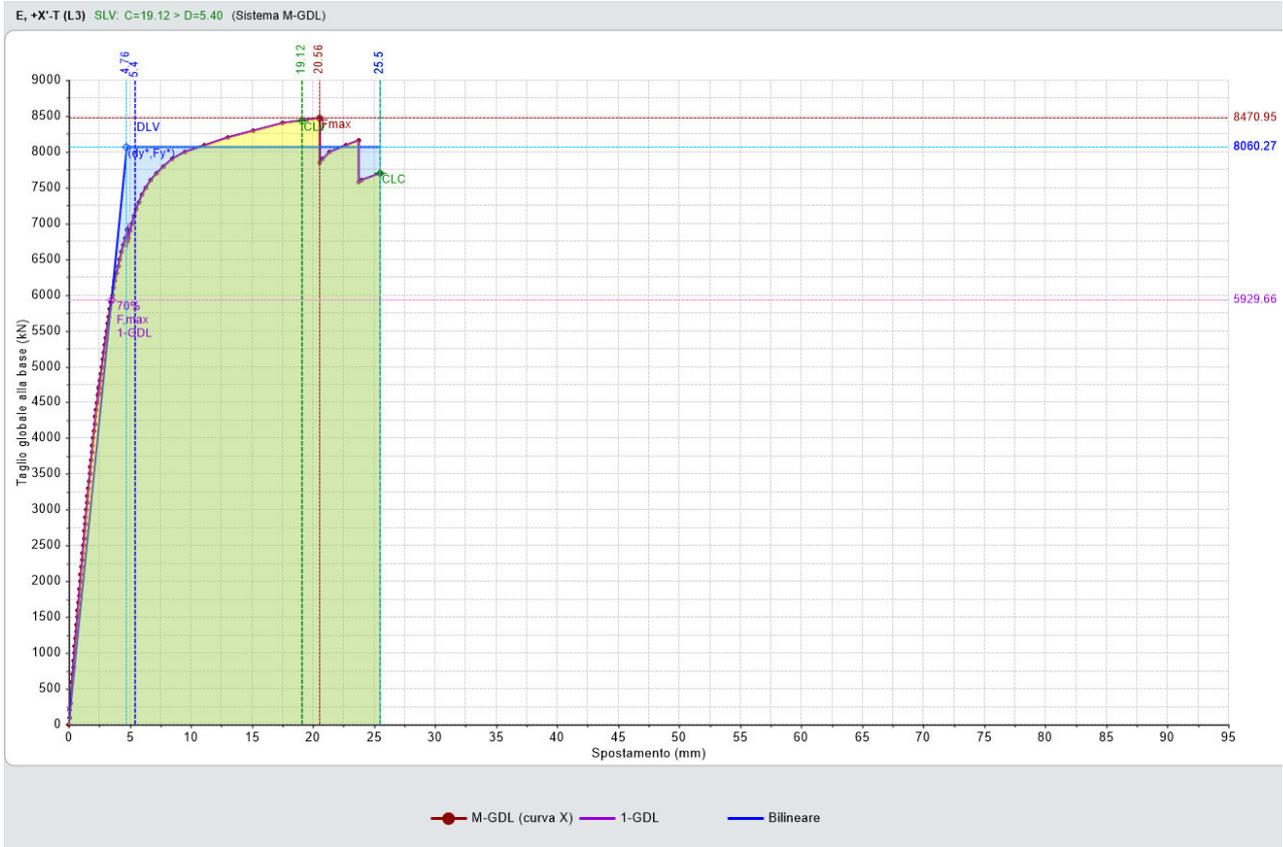


Fig. A - 15-1: Curva della distribuzione in esame

CURVA n° 15

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

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

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 2212363.00
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 8470.95
 Peso sismico totale W (kN) = 21482.53
 Massa sismica totale M (k*kgm) = 2190.609
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.394

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 25.50, F,SLC,M-GDL (kN) = 7700.00
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 19.12, F,SLV,M-GDL (kN) = 8437.32

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 $\Gamma=1.000$ 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) = 2190.61

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 25.50, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 7700.00
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 19.12, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 8437.32



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) = 5929.66
 Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 1695136.00 (=76.621% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
 Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.226
 Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 4.76
 forza Fy^* (kN) = 8060.27
 Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 25.50

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:
 - in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.398$ g
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = 5.04
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 8545.57
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = 8060.27
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.060$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

Nota su q^*

q^* è funzione di due componenti:
 1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
 2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:
 il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.
 Se $q^* > 3.0$ (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.
 Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input), verrà calcolato considerando un valore di ag , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:
 a) $q^* \leq 3.0$ (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: $q^* \leq 4.0$ per SLC)
 b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = 5.40

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 5.40

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) = 5.40
 Capacità di spostamento a SLV (mm) = 19.12

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) ≥ 0.227 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 2475$ anni.
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 75$ anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.985\%$
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

Riepilogo per SLV

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.155	10.0
Capacità	2475	0.227	3.0

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):
 - in termini di PGA: $\alpha_u V = PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = \zeta_e SLV, PGA = 0.227 / 0.155 = 1.465$
 - in termini di TR: $\alpha_u V = TR_{CLV} / TR_{DLV} (=TR$ in input per SLV) = $2475 / 712 = 3.476$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:
 a) capacità \geq domanda (in termini di spostamento);
 b) $q^* \leq 3.0$ (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: $q^* \leq 4.0$ per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 800.00
 90% del Taglio massimo (kN) = 7623.85
 Rapporto α_u / α_1 calcolato = 9.530
 Rapporto α_u / α_1 effettivo = 2.500
 Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$





VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_{c,SLD,M-GDL}$ (mm) = 4.76, taglio alla base $F_{SLD,M-GDL}$ (kN) = 6868.03

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e(T^*)}$ = 0.167 g
- in spostamento: $d_{*e,max} = S_{De(T^*)}$ (mm) = 2.12
- forza di risposta elastica = $S_{e(T^*)} m^*$ (kN) = 3594.79
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento F_{y^*} (kN) = 8060.27
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

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) = 4.76

SLD: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.144 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR_{CLD} = 592

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

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR_{CLD} = 11.899 %

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR_{CLD} minori, e PVR_{CLD} maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR_{CLD} maggiori, e PVR_{CLD} minore).

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.066	63.0
Capacità	592	0.144	11.9

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha_0 = PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = \zeta_{E,SLD,PGA} = 0.144/0.066 = 2.182$

- in termini di TR: $\alpha_D = TR_{CLD} / TR_{DLD}(=TR \text{ in input per SLD}) = 592/75 = 7.893$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_{c,SLO,M-GDL}$ (mm) = 3.17, taglio alla base $F_{SLO,M-GDL}$ (kN) = 5567.95

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e(T^*)}$ = 0.138 g
- in spostamento: $d_{*e,max} = S_{De(T^*)}$ (mm) = 2.12
- forza di risposta elastica = $S_{e(T^*)} m^*$ (kN) = 2963.89
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento F_{y^*} (kN) = 8060.27
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.368$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d_{*,max}$ (mm) = 1.75

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d_{*,max}$ (mm) = 1.75

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) = 1.75

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 3.17

SLO: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.096 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR_{CLO} = 197

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

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR_{CLO} = 31.662 %

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR_{CLO} minori, e PVR_{CLO} maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR_{CLO} maggiori, e PVR_{CLO} minore).



Riepilogo per SLO

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.054	81.0
Capacità	197	0.096	31.7

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha,0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta, E, \text{SLO}, \text{PGA} = 0.096 / 0.054 = 1.778$

- in termini di TR: $\alpha,0 = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 197 / 45 = 4.378$

A.16 SLV – DISTIBUZIONE FORZE: E – CURVA: +Y



Fig. A - 16-1: Curva della distribuzione in esame

CURVA n° 16

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

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

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):
 Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 2132411.00
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 6200.00
 Peso sismico totale W (kN) = 21482.53
 Massa sismica totale M (k*kgm) = 2190.609
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.289

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:
 SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 20.14, F,SLC,M-GDL (kN) = 5151.89
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 15.10, F,SLV,M-GDL (kN) = 5574.04

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 $\Gamma=1.000$ 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) = 2190.61
 Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:
 SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 20.14, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 5151.89
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 15.10, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 5574.04



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) = 4340.00
 Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 1753221.00 (=82.218% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
 Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.222
 Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 3.28
 forza Fy^* (kN) = 5753.10
 Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 20.14

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:
 - in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.398$ g
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = 4.88
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 8545.57
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = 5753.10
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.486$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

Nota su q^*

q^* è funzione di due componenti:
 1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
 2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:
 il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.
 Se $q^* > 3.0$ (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.
 Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input), verrà calcolato considerando un valore di ag , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:
 a) $q^* \leq 3.0$ (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: $q^* \leq 4.0$ per SLC)
 b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = 6.95

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 6.95

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) = 6.95
 Capacità di spostamento a SLV (mm) = 15.10

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) ≥ 0.227 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 2475$ anni.
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 75$ anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.985$ %
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

Riepilogo per SLV

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.155	10.0
Capacità	2475	0.227	3.0

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):
 - in termini di PGA: $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV = \zeta_e,SLV,PGA = 0.227/0.155 = 1.465$
 - in termini di TR: $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV (=TR$ in input per SLV) = $2475/712 = 3.476$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:
 a) capacità \geq domanda (in termini di spostamento);
 b) $q^* \leq 3.0$ (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: $q^* \leq 4.0$ per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 400.00
 90% del Taglio massimo (kN) = 5580.00
 Rapporto α_u/α_1 calcolato = 13.950
 Rapporto α_u/α_1 effettivo = 2.500
 Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$





VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_{c,SLD,M-GDL}$ (mm) = 3.28, taglio alla base $F_{SLD,M-GDL}$ (kN) = 4898.50

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e(T^*)}$ = 0.167 g
- in spostamento: $d_{*e,max} = S_{De(T^*)}$ (mm) = 2.05
- forza di risposta elastica = $S_{e(T^*)} m^*$ (kN) = 3594.79
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento F_{y^*} (kN) = 5753.10
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d_{*,max}$ (mm) = 2.05

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $r_{d*,max}$ (mm) = 2.05

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) = 2.05

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 3.28

SLD: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.104 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR_{CLD} = 240

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

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR_{CLD} = 26.838 %

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR_{CLD} minori, e PVR_{CLD} maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR_{CLD} maggiori, e PVR_{CLD} minore).

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.066	63.0
Capacità	240	0.104	26.8

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha_{,0} = PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = \zeta_{E,SLD,PGA} = 0.104/0.066 = 1.576$

- in termini di TR: $\alpha_{,D} = TR_{CLD} / TR_{DLD}(=TR \text{ in input per SLD}) = 240/75 = 3.200$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_{c,SLO,M-GDL}$ (mm) = 2.19, taglio alla base $F_{SLO,M-GDL}$ (kN) = 4019.81

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e(T^*)}$ = 0.138 g
- in spostamento: $d_{*e,max} = S_{De(T^*)}$ (mm) = 2.05
- forza di risposta elastica = $S_{e(T^*)} m^*$ (kN) = 2963.89
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento F_{y^*} (kN) = 5753.10
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.515$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d_{*,max}$ (mm) = 1.69

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $r_{d*,max}$ (mm) = 1.69

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) = 1.69

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 2.19

SLO: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.070 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR_{CLO} = 90

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

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR_{CLO} = 56.54 %

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR_{CLO} minori, e PVR_{CLO} maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR_{CLO} maggiori, e PVR_{CLO} minore).



Riepilogo per SLO

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.054	81.0
Capacità	90	0.070	56.5

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha_0 = \text{PGA}_{CLO} / \text{PGA}_{DLO} = \zeta, E, SLO, \text{PGA} = 0.070 / 0.054 = 1.296$

- in termini di TR: $\alpha_0 = \text{TR}_{CLO} / \text{TR}_{DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 90 / 45 = 2.000$

A.17 SLV – DISTIBUZIONE FORZE: E – CURVA: +Y+T



Fig. A - 17-1: Curva della distribuzione in esame

CURVA n° 17

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

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

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):
 Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 2136902.00
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 5892.54
 Peso sismico totale W (kN) = 21482.53
 Massa sismica totale M (k*kgm) = 2190.609
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.274

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:
 SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 20.35, F,SLC,M-GDL (kN) = 4789.13
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 15.26, F,SLV,M-GDL (kN) = 4893.76

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 $\Gamma=1.000$ 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) = 2190.61
 Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:
 SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 20.35, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 4789.13
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 15.26, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 4893.76



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) = 4124.78
 Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 1697244.00 (=79.425% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
 Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.226
 Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 3.10
 forza Fy^* (kN) = 5262.96
 Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 20.35

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:
 - in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.398$ g
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = 5.04
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 8545.57
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = 5262.96
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.624$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

Nota su q^*

q^* è funzione di due componenti:
 1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
 2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:
 il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.
 Se $q^* > 3.0$ (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.
 Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input), verrà calcolato considerando un valore di ag , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:
 a) $q^* \leq 3.0$ (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: $q^* \leq 4.0$ per SLC)
 b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = 7.48

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 7.48

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) = 7.48
 Capacità di spostamento a SLV (mm) = 15.26

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) ≥ 0.227 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 2475$ anni.
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 75$ anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.985\%$
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

Riepilogo per SLV

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.155	10.0
Capacità	2475	0.227	3.0

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):
 - in termini di PGA: $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV = \zeta_e,SLV,PGA = 0.227/0.155 = 1.465$
 - in termini di TR: $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV (=TR$ in input per SLV) = $2475/712 = 3.476$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:
 a) capacità \geq domanda (in termini di spostamento);
 b) $q^* \leq 3.0$ (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: $q^* \leq 4.0$ per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 400.00
 90% del Taglio massimo (kN) = 5303.29
 Rapporto α_u/α_1 calcolato = 13.258
 Rapporto α_u/α_1 effettivo = 2.500
 Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$





VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_{c,SLD,M-GDL}$ (mm) = 3.10, taglio alla base $F_{SLD,M-GDL}$ (kN) = 4536.44

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e(T^*)}$ = 0.167 g
- in spostamento: $d_{*e,max} = S_{De(T^*)}$ (mm) = 2.12
- forza di risposta elastica = $S_{e(T^*)} m^*$ (kN) = 3594.79
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento F_{y^*} (kN) = 5262.96
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

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) = 3.10

SLD: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.093 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR_{CLD} = 188

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

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR_{CLD} = 32.897 %

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR_{CLD} minori, e PVR_{CLD} maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR_{CLD} maggiori, e PVR_{CLD} minore).

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.066	63.0
Capacità	188	0.093	32.9

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha_D = PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = \zeta_{E,SLD,PGA} = 0.093/0.066 = 1.409$

- in termini di TR: $\alpha_D = TR_{CLD} / TR_{DLD}(=TR \text{ in input per SLD}) = 188/75 = 2.507$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_{c,SLO,M-GDL}$ (mm) = 2.07, taglio alla base $F_{SLO,M-GDL}$ (kN) = 3760.03

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e(T^*)}$ = 0.138 g
- in spostamento: $d_{*e,max} = S_{De(T^*)}$ (mm) = 2.12
- forza di risposta elastica = $S_{e(T^*)} m^*$ (kN) = 2963.89
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento F_{y^*} (kN) = 5262.96
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.563$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d_{*,max}$ (mm) = 1.75

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d_{*,max}$ (mm) = 1.75

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) = 1.75

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 2.07

SLO: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.063 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR_{CLO} = 70

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

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR_{CLO} = 65.748 %

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR_{CLO} minori, e PVR_{CLO} maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR_{CLO} maggiori, e PVR_{CLO} minore).



Riepilogo per SLO

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.054	81.0
Capacità	70	0.063	65.7

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha,0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta, E, \text{SLO}, \text{PGA} = 0.063 / 0.054 = 1.167$
- in termini di TR: $\alpha,0 = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 70 / 45 = 1.556$



A.18 SLV – DISTIBUZIONE FORZE: E – CURVA: +Y-T



Fig. A - 18-1: Curva della distribuzione in esame

CURVA n° 18

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

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

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

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 2127939.00
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 6400.00
Peso sismico totale W (kN) = 21482.53
Massa sismica totale M (k*kgm) = 2190.609
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.298

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = 21.53, F,SLC,M-GDL (kN) = 5200.00
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = 16.14, F,SLV,M-GDL (kN) = 6147.37

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 $\Gamma=1.000$ 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) = 2190.61

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = 21.53, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = 5200.00
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 16.14, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 6147.37



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) = 4480.00
 Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 1766516.00 (=83.015% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
 Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.221
 Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 3.42
 forza Fy^* (kN) = 6046.80
 Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = 21.53

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:
 - in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.398$ g
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = 4.84
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 8545.57
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = 6046.80
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.413$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

Nota su q^*

q^* è funzione di due componenti:
 1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
 2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:
 il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.
 Se $q^* > 3.0$ (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.
 Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input), verrà calcolato considerando un valore di ag , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:
 a) $q^* \leq 3.0$ (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: $q^* \leq 4.0$ per SLC)
 b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = 6.69

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 6.69

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

Domanda sismica in spostamento (mm) = 6.69
 Capacità di spostamento a SLV (mm) = 16.14
SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) ≥ 0.227 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 2475$ anni.
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 75$ anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.985$ %
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

Riepilogo per SLV

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.155	10.0
Capacità	2475	0.227	3.0

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):
 - in termini di PGA: $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV = \zeta,E,SLV,PGA = 0.227/0.155 = 1.465$
 - in termini di TR: $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV (=TR$ in input per SLV) = $2475/712 = 3.476$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:
 a) capacità \geq domanda (in termini di spostamento);
 b) $q^* \leq 3.0$ (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: $q^* \leq 4.0$ per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 400.00
 90% del Taglio massimo (kN) = 5760.00
 Rapporto $\alpha,u/\alpha,1$ calcolato = 14.400
 Rapporto $\alpha,u/\alpha,1$ effettivo = 2.500
 Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$





VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_{c,SLD,M-GDL}$ (mm) = 3.42, taglio alla base $F_{SLD,M-GDL}$ (kN) = 5210.82

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e(T^*)}$ = 0.167 g
- in spostamento: $d_{*e,max} = S_{De(T^*)}$ (mm) = 2.04
- forza di risposta elastica = $S_{e(T^*)} m^*$ (kN) = 3594.79
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento F_{y^*} (kN) = 6046.80
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d_{*,max}$ (mm) = 2.04

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d_{*,max}$ (mm) = 2.04

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) = 2.04

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 3.42

SLD: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.106 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR_{CLD} = 268

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

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR_{CLD} = 24.41 %

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR_{CLD} minori, e PVR_{CLD} maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR_{CLD} maggiori, e PVR_{CLD} minore).

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.066	63.0
Capacità	268	0.106	24.4

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha_{,0} = PGA_{CLD} / PGA_{DL} = \zeta_{E,SLD,PGA} = 0.106/0.066 = 1.606$

- in termini di TR: $\alpha_{,D} = TR_{CLD} / TR_{DL}(=TR \text{ in input per SLD}) = 268/75 = 3.573$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_{c,SLO,M-GDL}$ (mm) = 2.28, taglio alla base $F_{SLO,M-GDL}$ (kN) = 4195.43

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e(T^*)}$ = 0.138 g
- in spostamento: $d_{*e,max} = S_{De(T^*)}$ (mm) = 2.04
- forza di risposta elastica = $S_{e(T^*)} m^*$ (kN) = 2963.89
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento F_{y^*} (kN) = 6046.80
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.490$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d_{*,max}$ (mm) = 1.68

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d_{*,max}$ (mm) = 1.68

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) = 1.68

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 2.28

SLO: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.075 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR_{CLO} = 99

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

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR_{CLO} = 53.12 %

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR_{CLO} minori, e PVR_{CLO} maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR_{CLO} maggiori, e PVR_{CLO} minore).



Riepilogo per SLO

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.054	81.0
Capacità	99	0.075	53.1

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha,0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta, E, \text{SLO,PGA} = 0.075/0.054 = 1.389$
- in termini di TR: $\alpha,0 = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 99/45 = 2.200$

A.19 SLV – DISTIBUZIONE FORZE: E – CURVA: -X

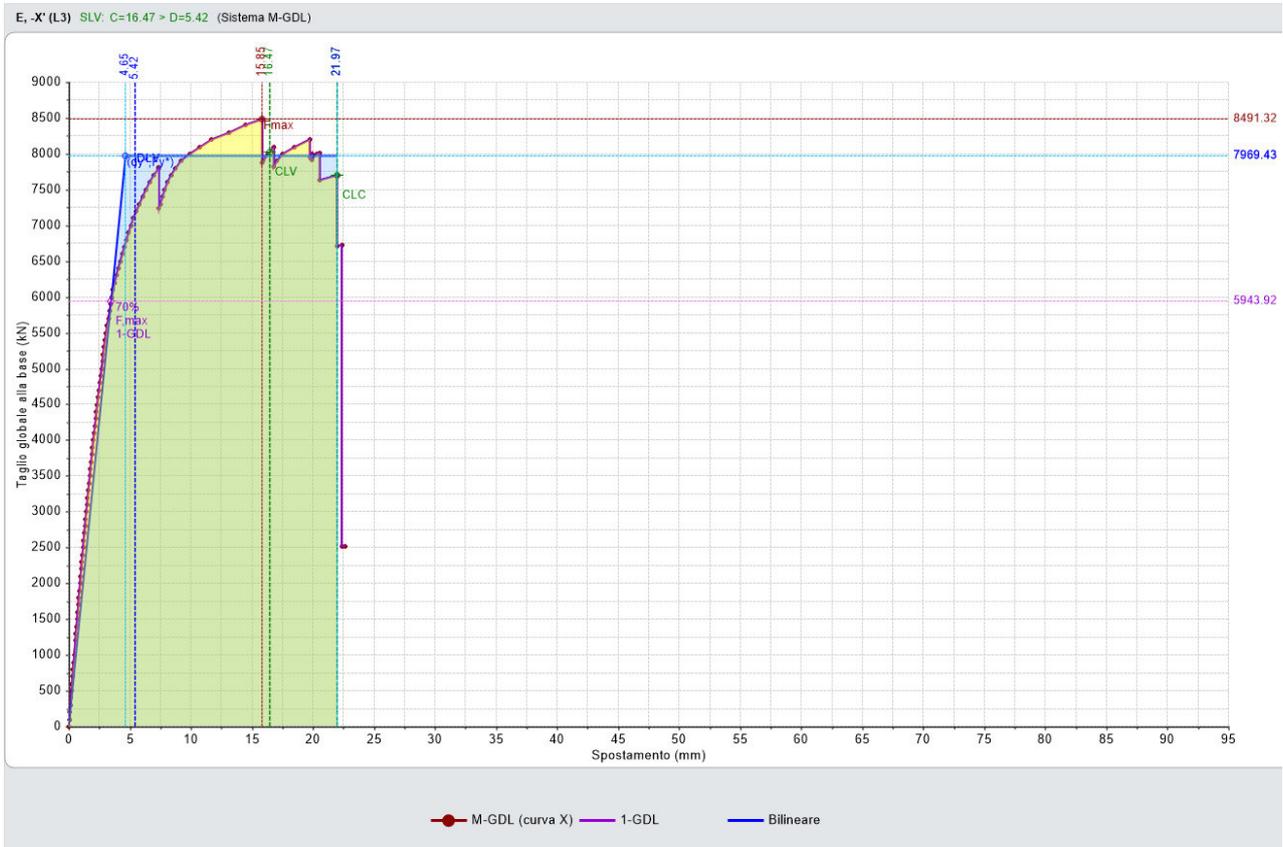


Fig. A - 19-1: Curva della distribuzione in esame

CURVA n° 19

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

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

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

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 2284209.00
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -8491.32
Peso sismico totale W (kN) = 21482.53
Massa sismica totale M (k*kgm) = 2190.609
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.395

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -21.97, F,SLC,M-GDL (kN) = -7699.77
SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -16.47, F,SLV,M-GDL (kN) = -8029.45

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 $\Gamma=1.000$ 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) = 2190.61

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -21.97, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -7699.77
SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -16.47, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -8029.45



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) = -5943.92
 Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 1712487.00 (=74.971% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
 Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.225
 Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -4.65
 forza Fy^* (kN) = -7969.43
 Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -21.97

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:
 - in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.398$ g
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -4.99
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 8545.57
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = -7969.43
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.072$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

Nota su q^*

q^* è funzione di due componenti:
 1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
 2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:
 il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.
 Se $q^* > 3.0$ (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.
 Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input), verrà calcolato considerando un valore di ag , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:
 a) $q^* \leq 3.0$ (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: $q^* \leq 4.0$ per SLC)
 b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = -5.42

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -5.42

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) = -5.42
 Capacità di spostamento a SLV (mm) = -16.47

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) ≥ 0.227 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 2475$ anni.
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 75$ anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.985\%$
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

Riepilogo per SLV

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.155	10.0
Capacità	2475	0.227	3.0

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):
 - in termini di PGA: $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV = \zeta_e,SLV,PGA = 0.227/0.155 = 1.465$
 - in termini di TR: $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV (=TR$ in input per SLV) = $2475/712 = 3.476$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:
 a) capacità \geq domanda (in termini di spostamento);
 b) $q^* \leq 3.0$ (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: $q^* \leq 4.0$ per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 300.00
 90% del Taglio massimo (kN) = 7642.19
 Rapporto α_u/α_1 calcolato = 25.474
 Rapporto α_u/α_1 effettivo = 2.500
 Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$



VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_{c,SLD,M-GDL}$ (mm) = -4.65, taglio alla base $F_{SLD,M-GDL}$ (kN) = -6757.38

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e(T^*)}$ = 0.167 g
- in spostamento: $d_{*e,max} = S_{De(T^*)}$ (mm) = -2.10
- forza di risposta elastica = $S_{e(T^*)} m^*$ (kN) = 3594.79
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento F_{y^*} (kN) = -7969.43
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d_{*,max}$ (mm) = -2.10

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d_{*,max}$ (mm) = -2.10

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) = -2.10

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -4.65

SLD: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.144 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR_{CLD} = 575$

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

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR_{CLD} = 12.229\%$

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR_{CLD} minori, e PVR_{CLD} maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR_{CLD} maggiori, e PVR_{CLD} minore).

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.066	63.0
Capacità	575	0.144	12.2

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha_0 = PGA_{CLD} / PGA_{DL} = \zeta_{E,SLD,PGA} = 0.144 / 0.066 = 2.182$

- in termini di TR: $\alpha_D = TR_{CLD} / TR_{DL} (=TR \text{ in input per SLD}) = 575 / 75 = 7.667$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_{c,SLO,M-GDL}$ (mm) = -3.10, taglio alla base $F_{SLO,M-GDL}$ (kN) = -5537.03

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e(T^*)}$ = 0.138 g
- in spostamento: $d_{*e,max} = S_{De(T^*)}$ (mm) = -2.10
- forza di risposta elastica = $S_{e(T^*)} m^*$ (kN) = 2963.89
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento F_{y^*} (kN) = -7969.43
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.372$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d_{*,max}$ (mm) = -1.73

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d_{*,max}$ (mm) = -1.73

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) = -1.73

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -3.10

SLO: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.096 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR_{CLO} = 197$

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

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR_{CLO} = 31.662\%$

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR_{CLO} minori, e PVR_{CLO} maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR_{CLO} maggiori, e PVR_{CLO} minore).



Riepilogo per SLO

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.054	81.0
Capacità	197	0.096	31.7

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha,0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta, E, \text{SLO}, \text{PGA} = 0.096 / 0.054 = 1.778$
- in termini di TR: $\alpha,0 = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 197 / 45 = 4.378$

A.20 SLV – DISTIBUZIONE FORZE: E – CURVA: -X+T

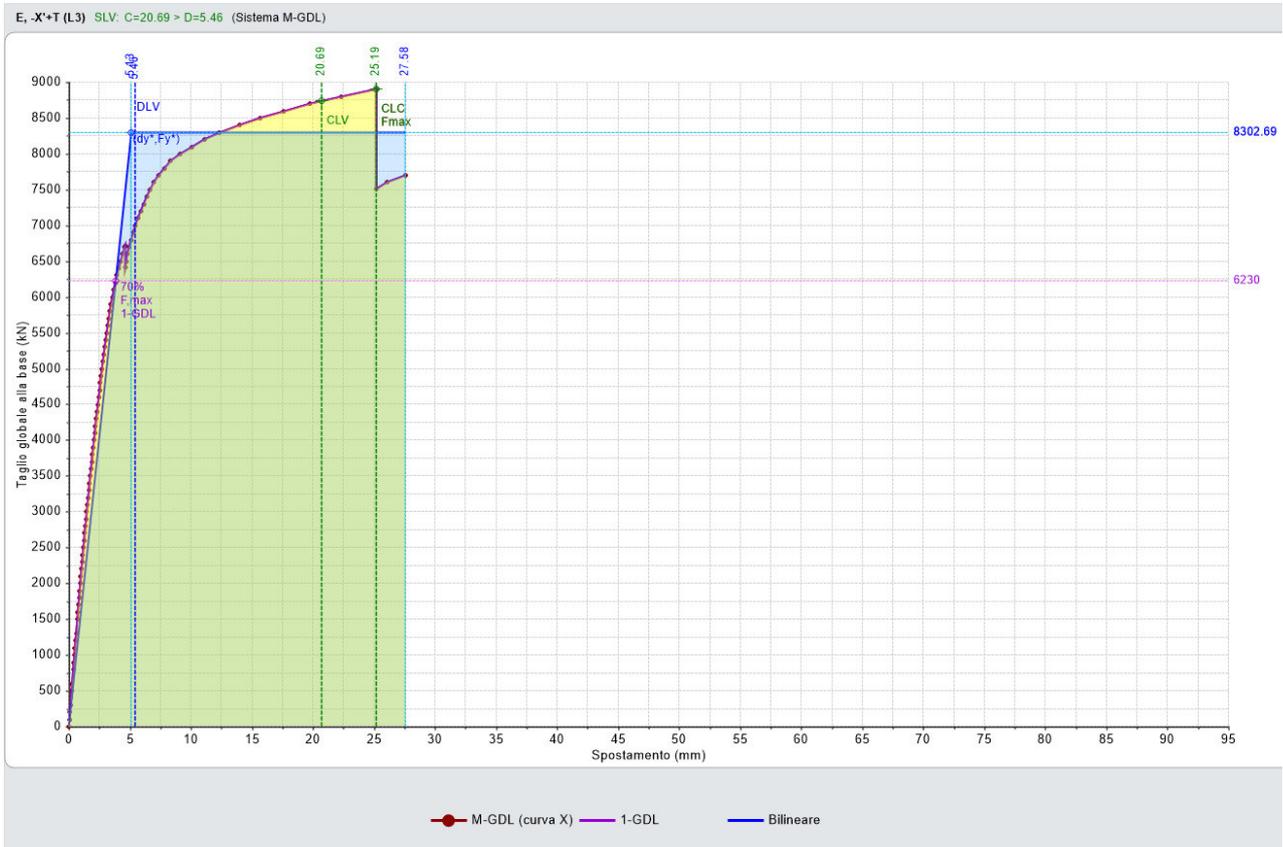


Fig. A - 20-1: Curva della distribuzione in esame

CURVA n° 20

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

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

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

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 2212363.00
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -8900.00
 Peso sismico totale W (kN) = 21482.53
 Massa sismica totale M (k*kgm) = 2190.609
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.414

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -25.19, F,SLC,M-GDL (kN) = -8900.00
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -20.69, F,SLV,M-GDL (kN) = -8736.53

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 $\Gamma=1.000$ 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) = 2190.61

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -25.19, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -8900.00
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -20.69, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -8736.53



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) = -6230.00
 Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 1619237.00 (=73.190% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
 Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.231
 Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -5.13
 forza Fy^* (kN) = -8302.69
 Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -27.58

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:
 - in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.398$ g
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -5.28
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 8545.57
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = -8302.69
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.029$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

Nota su q^*

q^* è funzione di due componenti:
 1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
 2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:
 il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.
 Se $q^* > 3.0$ (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.
 Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input), verrà calcolato considerando un valore di ag , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:
 a) $q^* \leq 3.0$ (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: $q^* \leq 4.0$ per SLC)
 b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = -5.46

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -5.46

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) = -5.46
 Capacità di spostamento a SLV (mm) = -20.69

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) ≥ 0.227 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 2475$ anni.
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 75$ anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.985$ %
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

Riepilogo per SLV

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.155	10.0
Capacità	2475	0.227	3.0

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):
 - in termini di PGA: $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV = \zeta_e,SLV,PGA = 0.227/0.155 = 1.465$
 - in termini di TR: $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV (=TR$ in input per SLV) = $2475/712 = 3.476$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:
 a) capacità \geq domanda (in termini di spostamento);
 b) $q^* \leq 3.0$ (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: $q^* \leq 4.0$ per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 400.00
 90% del Taglio massimo (kN) = 8010.00
 Rapporto α_u/α_1 calcolato = 20.025
 Rapporto α_u/α_1 effettivo = 2.500
 Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$





VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_{c,SLD,M-GDL}$ (mm) = -5.13, taglio alla base $F_{SLD,M-GDL}$ (kN) = -6818.77

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e(T^*)}$ = 0.167 g
- in spostamento: $d_{*e,max} = S_{De(T^*)}$ (mm) = -2.22
- forza di risposta elastica = $S_{e(T^*)} m^*$ (kN) = 3594.79
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento F_{y^*} (kN) = -8302.69
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d_{*,max}$ (mm) = -2.22

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d_{*,max}$ (mm) = -2.22

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) = -2.22

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -5.13

SLD: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.149 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR_{CLD} = 643

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

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR_{CLD} = 11.01 %

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR_{CLD} minori, e PVR_{CLD} maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR_{CLD} maggiori, e PVR_{CLD} minore).

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.066	63.0
Capacità	643	0.149	11.0

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha_{,0} = PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = \zeta_{,E,SLD,PGA} = 0.149/0.066 = 2.258$

- in termini di TR: $\alpha_{,D} = TR_{CLD} / TR_{DLD}(=TR \text{ in input per SLD}) = 643/75 = 8.573$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_{c,SLO,M-GDL}$ (mm) = -3.42, taglio alla base $F_{SLO,M-GDL}$ (kN) = -5856.23

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e(T^*)}$ = 0.138 g
- in spostamento: $d_{*e,max} = S_{De(T^*)}$ (mm) = -2.22
- forza di risposta elastica = $S_{e(T^*)} m^*$ (kN) = 2963.89
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento F_{y^*} (kN) = -8302.69
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.357$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d_{*,max}$ (mm) = -1.83

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d_{*,max}$ (mm) = -1.83

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) = -1.83

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -3.42

SLO: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.099 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR_{CLO} = 214

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

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR_{CLO} = 29.564 %

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR_{CLO} minori, e PVR_{CLO} maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR_{CLO} maggiori, e PVR_{CLO} minore).



Riepilogo per SLO

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.054	81.0
Capacità	214	0.099	29.6

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha,0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta, E, \text{SLO}, \text{PGA} = 0.099 / 0.054 = 1.833$
- in termini di TR: $\alpha,0 = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 214 / 45 = 4.756$

A.21 SLV – DISTIBUZIONE FORZE: E – CURVA: -X-T



Fig. A - 21-1: Curva della distribuzione in esame

CURVA n° 21

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

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

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

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 2360878.00
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -8105.07
 Peso sismico totale W (kN) = 21482.53
 Massa sismica totale M (k*kgm) = 2190.609
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.377

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -15.39, F,SLC,M-GDL (kN) = -8100.00
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -14.81, F,SLV,M-GDL (kN) = -8054.19

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 $\Gamma=1.000$ 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) = 2190.61

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -15.39, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -8100.00
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -14.81, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -8054.19



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) = -5673.55
 Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 1772598.00 (=75.082% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
 Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.221
 Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -4.32
 forza Fy^* (kN) = -7658.48
 Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -19.74

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:
 - in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.398$ g
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -4.82
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 8545.57
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = -7658.48
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.116$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

Nota su q^*

q^* è funzione di due componenti:
 1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
 2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:
 il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.
 Se $q^* > 3.0$ (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.
 Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input), verrà calcolato considerando un valore di ag , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:
 a) $q^* \leq 3.0$ (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: $q^* \leq 4.0$ per SLC)
 b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = -5.48

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -5.48

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) = -5.48
 Capacità di spostamento a SLV (mm) = -14.81

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) ≥ 0.227 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 2475$ anni.
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 75$ anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.985$ %
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

Riepilogo per SLV

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.155	10.0
Capacità	2475	0.227	3.0

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):
 - in termini di PGA: $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV = \zeta_e,SLV,PGA = 0.227/0.155 = 1.465$
 - in termini di TR: $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV (=TR$ in input per SLV) = $2475/712 = 3.476$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:
 a) capacità \geq domanda (in termini di spostamento);
 b) $q^* \leq 3.0$ (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: $q^* \leq 4.0$ per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 300.00
 90% del Taglio massimo (kN) = 7294.57
 Rapporto α_u/α_1 calcolato = 24.315
 Rapporto α_u/α_1 effettivo = 2.500
 Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$





VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_{c,SLD,M-GDL}$ (mm) = -4.32, taglio alla base $F_{SLD,M-GDL}$ (kN) = -6615.02

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e(T^*)}$ = 0.167 g
- in spostamento: $d_{*e,max} = S_{De(T^*)}$ (mm) = -2.03
- forza di risposta elastica = $S_{e(T^*)} m^*$ (kN) = 3594.79
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento F_{y^*} (kN) = -7658.48
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d_{*,max}$ (mm) = -2.03

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d_{*,max}$ (mm) = -2.03

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) = -2.03

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -4.32

SLD: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.136 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR_{CLD} = 512

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

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR_{CLD} = 13.626 %

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR_{CLD} minori, e PVR_{CLD} maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR_{CLD} maggiori, e PVR_{CLD} minore).

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.066	63.0
Capacità	512	0.136	13.6

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha_0 = PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = \zeta_{E,SLD,PGA} = 0.136/0.066 = 2.061$

- in termini di TR: $\alpha_D = TR_{CLD} / TR_{DLD}(=TR \text{ in input per SLD}) = 512/75 = 6.827$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_{c,SLO,M-GDL}$ (mm) = -2.88, taglio alla base $F_{SLO,M-GDL}$ (kN) = -5282.15

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e(T^*)}$ = 0.138 g
- in spostamento: $d_{*e,max} = S_{De(T^*)}$ (mm) = -2.03
- forza di risposta elastica = $S_{e(T^*)} m^*$ (kN) = 2963.89
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento F_{y^*} (kN) = -7658.48
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.387$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d_{*,max}$ (mm) = -1.67

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d_{*,max}$ (mm) = -1.67

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) = -1.67

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -2.88

SLO: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.093 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR_{CLO} = 180

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

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR_{CLO} = 34.076 %

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR_{CLO} minori, e PVR_{CLO} maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR_{CLO} maggiori, e PVR_{CLO} minore).

Riepilogo per SLO

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.054	81.0
Capacità	180	0.093	34.1

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha,0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta, E, \text{SLO,PGA} = 0.093/0.054 = 1.722$

- in termini di TR: $\alpha,0 = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 180/45 = 4.000$

A.22 SLV – DISTIBUZIONE FORZE: E – CURVA: -Y



Fig. A - 22-1: Curva della distribuzione in esame

CURVA n° 22

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

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

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

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 2132411.00
 Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,M-GDL}$ (kN) = -6596.60
 Peso sismico totale W (kN) = 21482.53
 Massa sismica totale M (k*kgm) = 2190.609
 Rapporto forza/peso ($F_{Max,M-GDL} / W$) = 0.307

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: $dc,SLC,M-GDL$ (mm) = -22.68, $F,SLC,M-GDL$ (kN) = -6300.00
 SLV: $dc,SLV,M-GDL$ (mm) = -17.01, $F,SLV,M-GDL$ (kN) = -6497.30

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 $\Gamma=1.000$ 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) = 2190.61

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: $dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / \Gamma)$ (mm) = -22.68, $F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / \Gamma)$ (kN) = -6300.00
 SLV: $dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / \Gamma)$ (mm) = -17.01, $F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / \Gamma)$ (kN) = -6497.30



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) = -4617.62
 Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 1699862.00 (=79.715% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
 Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.226
 Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -3.72
 forza Fy^* (kN) = -6314.46
 Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -22.68

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:
 - in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.398$ g
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -5.03
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 8545.57
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = -6314.46
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.353$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

Nota su q^*

q^* è funzione di due componenti:
 1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
 2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:
 il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.
 Se $q^* > 3.0$ (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.
 Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input), verrà calcolato considerando un valore di ag , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:
 a) $q^* \leq 3.0$ (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: $q^* \leq 4.0$ per SLC)
 b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = -6.69

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -6.69

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

Domanda sismica in spostamento (mm) = -6.69
 Capacità di spostamento a SLV (mm) = -17.01
SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) ≥ 0.227 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 2475$ anni.
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 75$ anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.985\%$
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

Riepilogo per SLV

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.155	10.0
Capacità	2475	0.227	3.0

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):
 - in termini di PGA: $\alpha_u V = PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = \zeta_e SLV, PGA = 0.227 / 0.155 = 1.465$
 - in termini di TR: $\alpha_u V = TR_{CLV} / TR_{DLV} (=TR$ in input per SLV) = $2475 / 712 = 3.476$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:
 a) capacità \geq domanda (in termini di spostamento);
 b) $q^* \leq 3.0$ (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: $q^* \leq 4.0$ per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 500.00
 90% del Taglio massimo (kN) = 5936.94
 Rapporto α_u / α_1 calcolato = 11.874
 Rapporto α_u / α_1 effettivo = 2.500
 Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$



VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_{c,SLD,M-GDL}$ (mm) = -3.72, taglio alla base $F_{SLD,M-GDL}$ (kN) = -5412.35

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e}(T^*) = 0.167$ g
- in spostamento: $d^*_{e,max} = S_{De}(T^*)$ (mm) = -2.12
- forza di risposta elastica = $S_{e}(T^*) m^*$ (kN) = 3594.79
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -6314.46
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

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: Γd^*_{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) = -3.72

SLD: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.114 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR_{CLD} = 309$

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

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR_{CLD} = 21.551$ %

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR_{CLD} minori, e PVR_{CLD} maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR_{CLD} maggiori, e PVR_{CLD} minore).

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.066	63.0
Capacità	309	0.114	21.6

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha_0 = PGA_{CLD} / PGA_{DL} = \zeta_E S_{LD,PGA} = 0.114 / 0.066 = 1.727$

- in termini di TR: $\alpha_D = TR_{CLD} / TR_{DL} (=TR \text{ in input per SLD}) = 309 / 75 = 4.120$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_{c,SLO,M-GDL}$ (mm) = -2.48, taglio alla base $F_{SLO,M-GDL}$ (kN) = -4339.11

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e}(T^*) = 0.138$ g
- in spostamento: $d^*_{e,max} = S_{De}(T^*)$ (mm) = -2.12
- forza di risposta elastica = $S_{e}(T^*) m^*$ (kN) = 2963.89
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -6314.46
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.469$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*_{max} (mm) = -1.74

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: Γd^*_{max} (mm) = -1.74

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) = -1.74

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -2.48

SLO: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.078 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR_{CLO} = 110$

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

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR_{CLO} = 49.43$ %

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR_{CLO} minori, e PVR_{CLO} maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR_{CLO} maggiori, e PVR_{CLO} minore).



Riepilogo per SLO

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.054	81.0
Capacità	110	0.078	49.4

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha,0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta, E, \text{SLO}, \text{PGA} = 0.078 / 0.054 = 1.444$
- in termini di TR: $\alpha,0 = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 110 / 45 = 2.444$

A.23 SLV – DISTIBUZIONE FORZE: E – CURVA: -Y+T

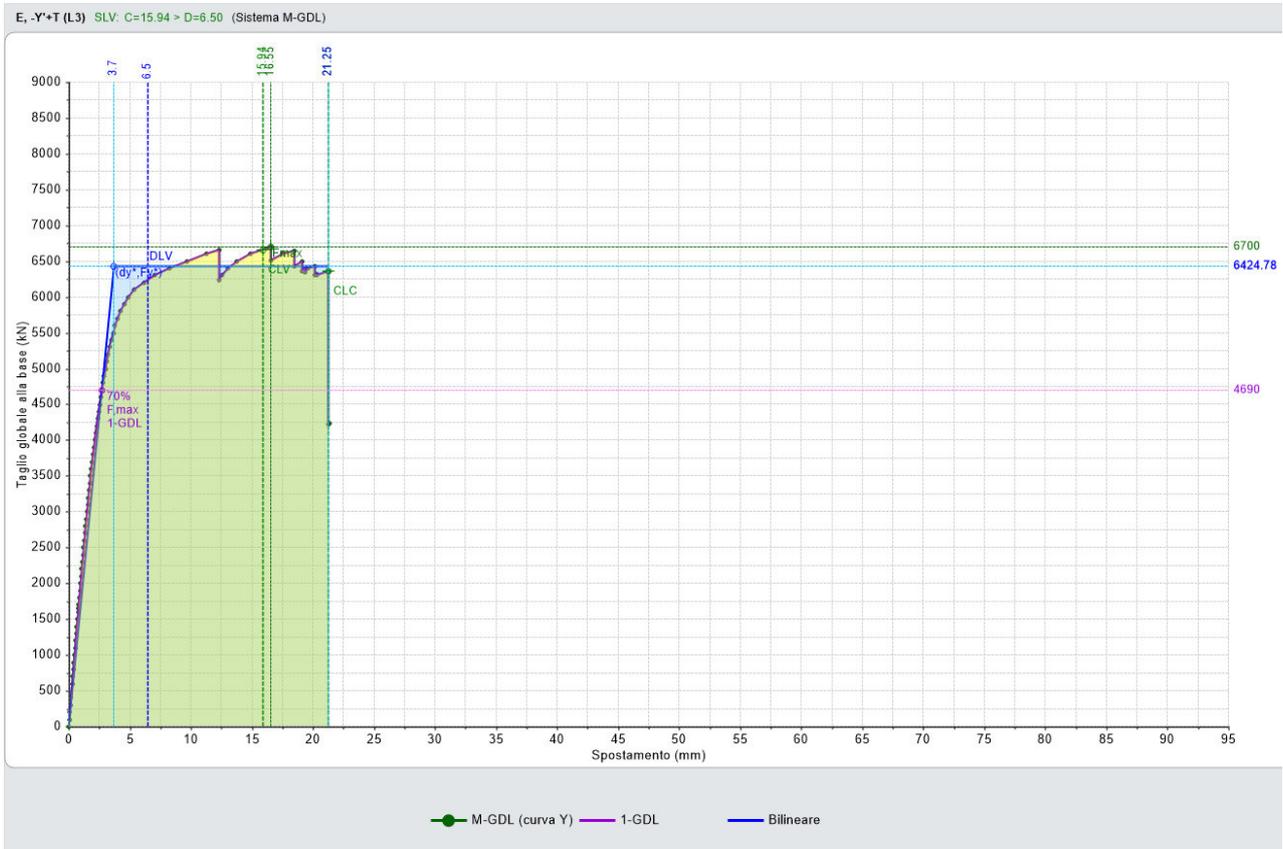


Fig. A - 23-1: Curva della distribuzione in esame

CURVA n° 23

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

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

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

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 2127939.00
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -6700.00
 Peso sismico totale W (kN) = 21482.53
 Massa sismica totale M (k*kgm) = 2190.609
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.312

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,M-GDL (mm) = -21.25, F,SLC,M-GDL (kN) = -6356.70
 SLV: dc,SLV,M-GDL (mm) = -15.94, F,SLV,M-GDL (kN) = -6663.29

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 $\Gamma=1.000$ 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) = 2190.61

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / Γ) (mm) = -21.25, F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / Γ) (kN) = -6356.70
 SLV: dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -15.94, F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -6663.29



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) = -4690.00
 Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 1736321.00 (=81.596% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
 Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.223
 Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -3.70
 forza Fy^* (kN) = -6424.78
 Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -21.25

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:
 - in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.398$ g
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -4.92
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 8545.57
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = -6424.78
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.330$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

Nota su q^*

q^* è funzione di due componenti:
 1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
 2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:
 il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.
 Se $q^* > 3.0$ (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.
 Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input), verrà calcolato considerando un valore di ag , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:
 a) $q^* \leq 3.0$ (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: $q^* \leq 4.0$ per SLC)
 b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = -6.50

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -6.50

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

Domanda sismica in spostamento (mm) = -6.50
 Capacità di spostamento a SLV (mm) = -15.94

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) ≥ 0.227 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 2475$ anni.
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 75$ anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.985$ %
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

Riepilogo per SLV

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.155	10.0
Capacità	2475	0.227	3.0

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):
 - in termini di PGA: $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV = \zeta_e,SLV,PGA = 0.227/0.155 = 1.465$
 - in termini di TR: $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV (=TR$ in input per SLV) = $2475/712 = 3.476$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:
 a) capacità \geq domanda (in termini di spostamento);
 b) $q^* \leq 3.0$ (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: $q^* \leq 4.0$ per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 400.00
 90% del Taglio massimo (kN) = 6030.00
 Rapporto α_u/α_1 calcolato = 15.075
 Rapporto α_u/α_1 effettivo = 2.500
 Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$





VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_{c,SLD,M-GDL}$ (mm) = -3.70, taglio alla base $F_{SLD,M-GDL}$ (kN) = -5538.49

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e}(T^*) = 0.167$ g
- in spostamento: $d^*_{e,max} = S_{De}(T^*)$ (mm) = -2.07
- forza di risposta elastica = $S_{e}(T^*) m^*$ (kN) = 3594.79
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -6424.78
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*_{max} (mm) = -2.07

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: Γd^*_{max} (mm) = -2.07

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

Domanda sismica in spostamento (mm) = -2.07

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -3.70

SLD: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.115 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR_{CLD} = 320$

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

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR_{CLD} = 20.893$ %

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR_{CLD} minori, e PVR_{CLD} maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR_{CLD} maggiori, e PVR_{CLD} minore).

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.066	63.0
Capacità	320	0.115	20.9

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha_0 = PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = \zeta_{E,SLD,PGA} = 0.115/0.066 = 1.742$

- in termini di TR: $\alpha_D = TR_{CLD} / TR_{DLD}(=TR \text{ in input per SLD}) = 320/75 = 4.267$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_{c,SLO,M-GDL}$ (mm) = -2.47, taglio alla base $F_{SLO,M-GDL}$ (kN) = -4427.10

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e}(T^*) = 0.138$ g
- in spostamento: $d^*_{e,max} = S_{De}(T^*)$ (mm) = -2.07
- forza di risposta elastica = $S_{e}(T^*) m^*$ (kN) = 2963.89
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -6424.78
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.461$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*_{max} (mm) = -1.71

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: Γd^*_{max} (mm) = -1.71

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) = -1.71

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -2.47

SLO: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.080 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR_{CLO} = 116$

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

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR_{CLO} = 47.615$ %

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR_{CLO} minori, e PVR_{CLO} maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR_{CLO} maggiori, e PVR_{CLO} minore).



Riepilogo per SLO

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.054	81.0
Capacità	116	0.080	47.6

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha,0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta, E, \text{SLO,PGA} = 0.080/0.054 = 1.481$

- in termini di TR: $\alpha,0 = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 116/45 = 2.578$

A.24 SLV – DISTIBUZIONE FORZE: E – CURVA: -Y-T



Fig. A - 24-1: Curva della distribuzione in esame

CURVA n° 24

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

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

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

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 2136902.00
 Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,M-GDL}$ (kN) = -6335.96
 Peso sismico totale W (kN) = 21482.53
 Massa sismica totale M (k*kgm) = 2190.609
 Rapporto forza/peso ($F_{Max,M-GDL} / W$) = 0.295

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: $dc,SLC,M-GDL$ (mm) = -20.82, $F,SLC,M-GDL$ (kN) = -5749.00
 SLV: $dc,SLV,M-GDL$ (mm) = -15.61, $F,SLV,M-GDL$ (kN) = -6319.29

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 $\Gamma=1.000$ 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) = 2190.61

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Stati limite ultimi: spostamento orizzontale e taglio alla base:

SLC: $dc,SLC,1-GDL = (d,SLC,M-GDL / \Gamma)$ (mm) = -20.82, $F,SLC,1-GDL = (F,SLC,M-GDL / \Gamma)$ (kN) = -5749.00
 SLV: $dc,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / \Gamma)$ (mm) = -15.61, $F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / \Gamma)$ (kN) = -6319.29



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) = -4435.18
 Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 1645054.00 (=76.983% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
 Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.229
 Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -3.71
 forza Fy^* (kN) = -6102.08
 Limite ultimo : spostamento du^* (mm) = -20.82

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:
 - in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.398$ g
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*)$ (mm) = -5.20
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 8545.57
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = -6102.08
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.401$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

Nota su q^*

q^* è funzione di due componenti:
 1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
 2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:
 il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.
 Se $q^* > 3.0$ (SLV), la verifica di sicurezza non è soddisfatta.
 Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input), verrà calcolato considerando un valore di ag , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:
 a) $q^* \leq 3.0$ (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: $q^* \leq 4.0$ per SLC)
 b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = -7.02

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -7.02

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) = -7.02
 Capacità di spostamento a SLV (mm) = -15.61

SLV: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) ≥ 0.227 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 2475$ anni.
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 75$ anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.985$ %
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

Riepilogo per SLV

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.155	10.0
Capacità	2475	0.227	3.0

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):
 - in termini di PGA: $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV = \zeta_e,SLV,PGA = 0.227/0.155 = 1.465$
 - in termini di TR: $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV (=TR$ in input per SLV) = $2475/712 = 3.476$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:
 a) capacità \geq domanda (in termini di spostamento);
 b) $q^* \leq 3.0$ (§da 7.8.1.6, con riferimento a SLV; ciò corrisponde a: $q^* \leq 4.0$ per SLC).

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

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 500.00
 90% del Taglio massimo (kN) = 5702.37
 Rapporto α_u/α_1 calcolato = 11.405
 Rapporto α_u/α_1 effettivo = 2.500
 Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$



VERIFICA DI SICUREZZA per SLD (Stato Limite di Danno)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_{c,SLD,M-GDL}$ (mm) = -3.71, taglio alla base $F_{SLD,M-GDL}$ (kN) = -5155.29

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e(T^*)}$ = 0.167 g
- in spostamento: $d_{*e,max} = S_{De(T^*)}$ (mm) = -2.19
- forza di risposta elastica = $S_{e(T^*)} m^*$ (kN) = 3594.79
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento F_{y^*} (kN) = -6102.08
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d_{*,max}$ (mm) = -2.19

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d_{*,max}$ (mm) = -2.19

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) = -2.19

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -3.71

SLD: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.108 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR_{CLD} = 278

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

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR_{CLD} = 23.646 %

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR_{CLD} minori, e PVR_{CLD} maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR_{CLD} maggiori, e PVR_{CLD} minore).

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.066	63.0
Capacità	278	0.108	23.6

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha_0 = PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = \zeta_{E,SLD,PGA} = 0.108/0.066 = 1.636$

- in termini di TR: $\alpha_D = TR_{CLD} / TR_{DLD}(=TR \text{ in input per SLD}) = 278/75 = 3.707$

VERIFICA DI SICUREZZA per SLO (Stato Limite di Operatività)

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

SLD: spostamento orizzontale: $d_{c,SLO,M-GDL}$ (mm) = -2.47, taglio alla base $F_{SLO,M-GDL}$ (kN) = -4206.16

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e(T^*)}$ = 0.138 g
- in spostamento: $d_{*e,max} = S_{De(T^*)}$ (mm) = -2.19
- forza di risposta elastica = $S_{e(T^*)} m^*$ (kN) = 2963.89
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento F_{y^*} (kN) = -6102.08
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.486$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d_{*,max}$ (mm) = -1.80

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d_{*,max}$ (mm) = -1.80

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) = -1.80

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -2.47

SLO: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.076 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR_{CLO} = 104

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

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR_{CLO} = 51.381 %

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR_{CLO} minori, e PVR_{CLO} maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR_{CLO} maggiori, e PVR_{CLO} minore).



Riepilogo per SLO

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	45	0.054	81.0
Capacità	104	0.076	51.4

Indicatore di Rischio Sismico:

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

- in termini di PGA: $\alpha,0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} = \zeta, E, \text{SLO,PGA} = 0.076 / 0.054 = 1.407$

- in termini di TR: $\alpha,0 = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 104 / 45 = 2.311$