

PROVINCIA DI TREVISO
COMUNE DI POVEGLIANO

ADEGUAMENTO SISMICO DELLA SEDE MUNICIPALE E DELLA PROTEZIONE CIVILE
BORGO SAN DANIELE, 26 - POVEGLIANO

AI SENSI DEL DECRETO LEGISLATIVO 18 APRILE 2016, N. 50

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO
- RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE -

Giugno 2017

il progettista
Ing. Giampiero Bortoletto

Ing. Giampiero Bortoletto

tel. 0422-543961 fax 0422-420060 – email: g_bortoletto@alice.it

* Viale Europa 48 A – Casier (TV) *

INDICE DEGLI ARGOMENTI

1.0 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
2.0 RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA	3
2.1 CARATTERISTICHE DEL SOFTWARE	3
3.0 RELAZIONE SUI MATERIALI	7
3.1 SEDE MUNICIPALE	7
3.2 SEDE PROTEZIONE CIVILE	9
4.0 AZIONI PRINCIPALI	10
4.1 AZIONI DI TIPO STATICO	10
4.2 AZIONE SISMICA	14
5.0 MODELLO MATEMATICO	19
5.1 MODELLAZIONE MATEMATICA DELLA STRUTTURA	19
5.2 COMBINAZIONI DI CARICO	20
6.0 STATO ATTUALE	22
6.1 RISULTATI ANALISI PUSHOVER PER LA SEDE MUNICIPALE	22
6.2 RISULTATI ANALISI PUSHOVER PER LA SEDE PROTEZIONE CIVILE	28
6.3 RISULTATI ANALISI STATICA LINEARE MODELLO GLOBALE	34
7.0 STATO DI PROGETTO	35
7.1 SEDE MUNICIPALE – PARETI RINFORZATE	35
7.2 SEDE MUNICIPALE - RISULTATI ANALISI PUSHOVER	37
7.3 – SEDE PROTEZIONE CIVILE – PARETI RINFORZATE	43
7.4 SEDE PROTEZIONE CIVILE - RISULTATI ANALISI PUSHOVER	45
7.5 RISULTATI ANALISI STATICA LINEARE	52
8.0 CONCLUSIONI	56

1.0 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Normativa italiana

D.M. 14.1.2008: "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n.29 del 4 febbraio 2008.

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

Edifici monumentali: Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9.2.2011: "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008", di cui costituisce parte integrante la Circ. 26 del 2.12.2010 del Ministero per i Beni e le Attività Culturali: "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale".

FRP: Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati, CNR-DT 200 R1/2012. Linee guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP, documento approvato il 24 luglio 2009 dall'assemblea Generale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Riferimenti tecnici: EuroCodici

Per quanto non diversamente specificato nel D.M.14.1.2008, si intendono coerenti con i principi alla base del Decreto le indicazioni riportate nei documenti di riferimento elencati in §12; fra questi: gli EuroCodici strutturali.

2.0 RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA

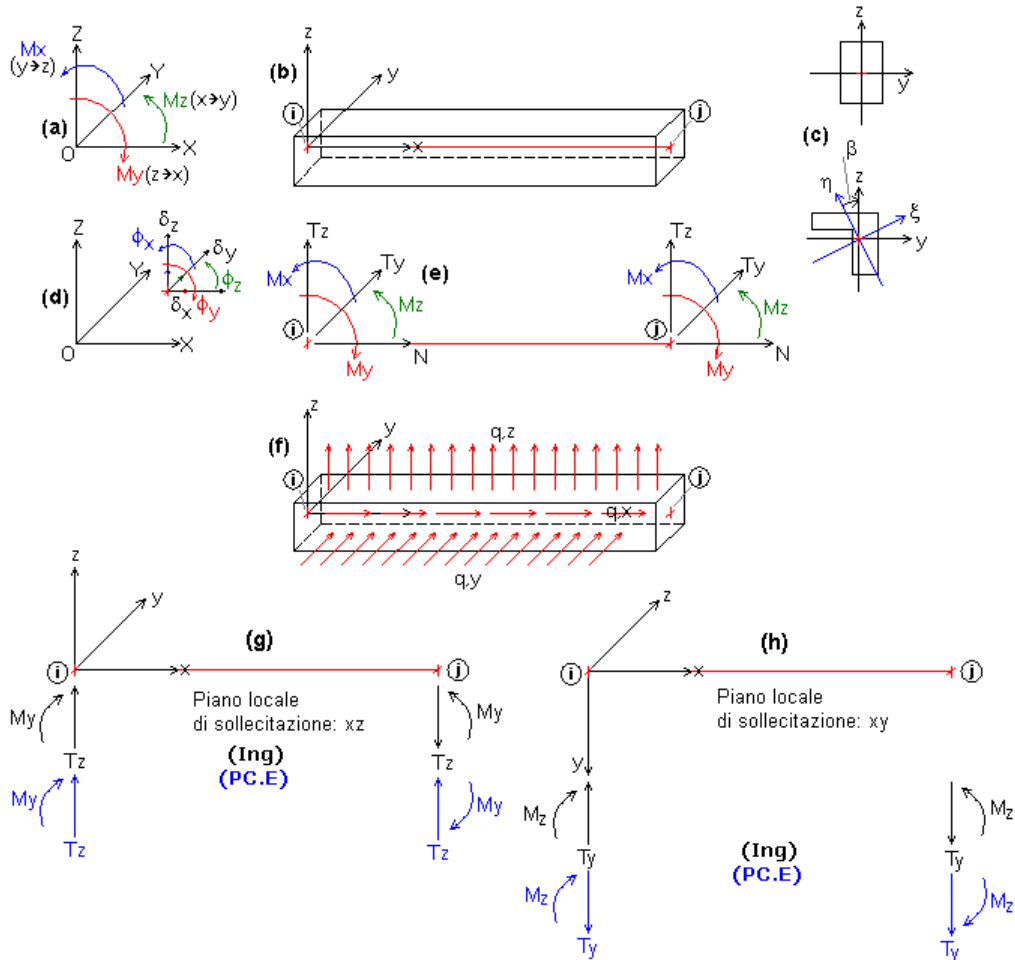
2.1 CARATTERISTICHE DEL SOFTWARE

Aedes.PCM, Progettazione di Costruzioni in Muratura © 1997-2016 AEDES Software

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

CONVENZIONI SUI SEGNI

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



La presente relazione riguarda l'analisi della resistenza statica e sismica dell'edificio strategico "Sede Comunale di Povegliano" (TV), con progetto di consolidamento, in applicazione delle normative vigenti: D.M. 14.01.2008 e relativa circolare attuativa.

Il percorso proposto si articola nei seguenti passi:

- Realizzazione di un modello tridimensionale della struttura con applicazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali desunte dalle indagini visive e dai sondaggi effettuati;
- Esecuzione delle analisi e delle verifiche utilizzando il software Aedes PCM, specifico per costruzioni in muratura, nello stato attuale e di progetto;
- Valutazione dei risultati ottenuti.

L'edificio in oggetto è una costruzione di interesse strategico la cui funzionalità durante eventi sismici assume rilievo anche per la gestione della protezione civile.

Nel complesso il fabbricato è costituito da un corpo principale adibito a sede Municipale, simmetrico a tre piani fuori terra e da un corpo adiacente adibito a sede Protezione Civile a due piani fuori terra.

I fabbricati hanno una struttura portante in muratura con solai in laterocemento e copertura in legno.

Ai piani le murature perimetrali del corpo principale hanno spessore rispettivamente di cm. 62 a piano terra, 42 a piano primo e 35 a piano secondo; quelle del fabbricato adiacente di cm. 35 a piano terra e primo. Lo spessore dei pannelli murari interni trasversali si mantiene costante.

Sono presenti fondazioni in mattoni e ciottoli in corrispondenza di tutte le murature portanti

Di seguito vengono riportate ulteriori informazioni derivate dalle indagini in situ

rilievi geometrici

L'operazione di rilievo è stata effettuata con lo scopo di individuare e rappresentare le principali caratteristiche geometriche dell'edificio (spessore pareti, presenza di nicchie, canne fumarie, tipologia solai e fondazioni ecc.).

geometria

Per ambo i copri la regolarità in pianta del costruito è sufficientemente rispettata mentre quella in elevazione viene in parte disturbata da alcuni disassamenti delle fonometrie (riduzione del maschio murario). Non sono presenti murature in falso e le eccentricità di piano sono contenute entro valori accettabili

pareti

Le pareti murarie del corpo Protezione Civile sono in sasso a matrice disordinata e con malte a caratteristiche meccaniche scadenti.

Le pareti murarie del corpo Municipale sono anch'esse in sasso con elemento d'angolo in mattoni pieni; le malte utilizzate sono in discreto stato di conservazione sia nelle pareti interne sia su quelle esterne. Le murature interne di maggior spessore risultano collegate solo alla muratura perimetrale centrale.

Solai di interpiano

I solai di interpiano sono in laterocemento con soletta in cls sp 4 cm. La presenza della soletta di cls e il suo collegamento alla muratura perimetrale garantisce una certa rigidità di piano (piano semirigido).

Copertura

La copertura del corpo Municipale è a padiglione con orditura principale e secondaria in travature di legno. L'orditura principale è formata da quattro travi diagonali in legno, due dei quali hanno rompitratta con capriate agli angoli. Arcarecci ed orditura secondaria sono in legno e non presentano particolari deformazioni ad un esame visivo. Il piano di copertura è formato da tavelle in laterizio con sovrastante isolamento e manto di coppi. La copertura del corpo Protezione Civile è a doppia falda con capriate, trave di colmo e arcarecci in legno; il piano di copertura è formato da tavolato in legno con sovrastante isolamento e manto di coppi.

Collegamenti

Nelle murature portanti non sono sempre presenti collegamenti verticali di ammorsamento a cuci-scuci. A livello di solai sono presenti collegamenti della soletta in cls con la muratura perimetrale tramite barre inserite nella muratura e resinate. Tali collegamenti svolgono solo in parte la funzione di ammorsamento tra le pareti e gli orizzontamenti ai piani. In fondazione (presenza di sottofondazioni) e a livello di copertura (presenza di cordoli) vengono garantiti i collegamenti nel piano orizzontale.

Strutture spingenti

La conformazione dei solai di copertura degli edifici tende ad escludere che una sua deformazione eccessiva trasformi la struttura di copertura in una struttura spingente sulla muratura perimetrale. Non sono da escludere possibili assestamenti delle capriate

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

“SEDE COMUNALE DI POVEGLIANO E SEDE PROTEZIONE CIVILE” AI SENSI DEL D.M. 14.01.2008

e delle travi rompitratta dei diagonali che possono aver trasformato temporaneamente la struttura di copertura in struttura spingente e causato piccole fessure verticali riscontrabili nella muratura perimetrale del fabbricato.

3.0 RELAZIONE SUI MATERIALI

3.1 SEDE MUNICIPALE

3.1.1 legno

legno massiccio tipo C14

Modulo Elastico: 110.000 kg/cm² (11.000 MPa)

Coefficiente di Poisson: 0.43

Caratteristiche minime dei materiali impiegati per la costruzione delle strutture secondo l'Eurocodice 5.

	Legno massiccio				
	C14	C16	C18	C22	C24
Flessione (f_{mk})	14 N/mm ² 142 kg/cm ²	16 N/mm ² 163 Kg/cm ²	18 N/mm ² 183 Kg/cm ²	22 N/mm ² 224 Kg/cm ²	24 N/mm ² 245 Kg/cm ²
Trazione parallela alle fibre (f_{t0k})	8 N/mm ² 82 kg/cm ²	10 N/mm ² 102 Kg/cm ²	11 N/mm ² 112 Kg/cm ²	13 N/mm ² 132 Kg/cm ²	14 N/mm ² 142 Kg/cm ²
Trazione ortogonale alle fibre (f_{t90k})	0.3 N/mm ² 3 kg/cm ²	0.3 N/mm ² 3 kg/cm ²	0.3 N/mm ² 3 kg/cm ²	0.3 N/mm ² 3 kg/cm ²	0.4 N/mm ² 4 kg/cm ²
Compressione parallela alle fibre (f_{c0k})	16 N/mm ² 163 kg/cm ²	17 N/mm ² 173 kg/cm ²	18 N/mm ² 183 kg/cm ²	20 N/mm ² 204 kg/cm ²	21 N/mm ² 214 kg/cm ²
Compressione ortogonale alle fibre (f_{c90k})	5.6 N/mm ² 57 kg/cm ²	4.6 N/mm ² 46 kg/cm ²	4.8 N/mm ² 49 kg/cm ²	5.1 N/mm ² 52 kg/cm ²	5.3 N/mm ² 5.4 kg/cm ²
Taglio (f_{vk})	2.8 N/mm ² 28 kg/cm ²	1.8 N/mm ² 18 kg/cm ²	2 N/mm ² 20 kg/cm ²	2.4 N/mm ² 24 kg/cm ²	2.5 N/mm ² 25 kg/cm ²
Modulo Elastico parallelo medio ($E_{0,mean}$)	12000 N/mm ² 122300 kg/cm ²	8000 N/mm ² 81550 kg/cm ²	9000 N/mm ² 91743 kg/cm ²	10000 N/mm ² 101937 kg/cm ²	11000 N/mm ² 112130 kg/cm ²
Modulo Elastico parallelo caratteristico ($E_{0,05}$)	8000 N/mm ² 81550 kg/cm ²	5400 N/mm ² 55045 kg/cm ²	6000 N/mm ² 61162 kg/cm ²	6700 N/mm ² 68298 kg/cm ²	7400 N/mm ² 75433 kg/cm ²
Modulo Elastico tangenziale medio (G_{mean})	750 N/mm ² 7645 kg/cm ²	500 N/mm ² 5097 kg/cm ²	560 N/mm ² 5708 kg/cm ²	630 N/mm ² 6422 kg/cm ²	690 N/mm ² 7033 kg/cm ²
γ_M	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3

3.1.2 muratura

Con riferimento al livello di conoscenza acquisito, si possono definire i valori dei parametri meccanici della muratura dell'edificio.

In base ai rilievi geometrici effettuati, alle verifiche in situ estese sui dettagli costruttivi e indagini in situ estese si può considerare raggiunto il livello di conoscenza LC2.

Sulla base dei indagini di cui sopra si attribuiscono alla muratura le seguenti caratteristiche meccaniche:

le pareti sono costituite da elementi in sasso e malta di calce. Si assumono i valori medi della tabella C8A.2.1:

$f_m = 1,40$ MPa resistenza media a compressione

$\tau_o = 0,026$ MPa resistenza media a taglio

$E = 870$ MPa modulo di elasticità normale

$G = 0,40 E = 0.40 \times 870 = 290$ MPa Modulo di elasticità trangenziale

$f_{tm} = 0,140$ MPa resistenza media a trazione

$f_{hm} = 0,70$ MPa resistenza media a compressione orizzontale

I valori di cui sopra sono modificati applicando i coefficienti migliorativi in tabella C8A.2.2 per malta di buone caratteristiche, ricorsi o listature e connessione trasversale.

I valori da utilizzare nel calcolo diventano:

$f_m = 3,22$ MPa resistenza media a compressione

$\tau_o = 0,06$ MPa resistenza media a taglio

$E = 1305$ MPa modulo di elasticità normale

$G = 0,40 E = 0.40 \times 1305 = 435$ MPa Modulo di elasticità trangenziale

$f_{tm} = 0,322$ MPa resistenza media a trazione

$f_{hm} = 1,61$ MPa resistenza media a compressione orizzontale

Tali valori vengono divisi per il fattore di confidenza $FC=1,2$ funzione del livello di conoscenza raggiunto (par C8A.1.B.4) .

Vengono di seguito riportati i coefficienti di sicurezza dei materiali in funzione delle analisi svolte

$\gamma_m = 3$ statico (par 4.5.6.1. tab 4.5.II) classe di esecuzione 2 muratura con elementi res.cat II

$\gamma_m = 2$ sismico NTC 2008

3.2 SEDE PROTEZIONE CIVILE

3.2.1 legno

legno massiccio tipo C14

Modulo Elastico: 110.000 kg/cmq (11.000 MPa)

Coefficiente di Poisson: 0.43

3.2.2 muratura

Con riferimento al livello di conoscenza acquisito, si possono definire i valori dei parametri meccanici della muratura dell' edificio.

In base ai rilievi geometrici effettuati, alle verifiche in situ estese sui dettagli costruttivi e indagini in situ estese si può considerare raggiunto il livello di conoscenza LC2.

Sulla base dei indagini di cui sopra si attribuiscono alla muratura le seguenti caratteristiche meccaniche:

le pareti sono costituite da elementi in sasso e malta di calce. Si assumono i valori medi della tabella C8A.2.1:

$f_m = 1,40$ MPa resistenza media a compressione

$\tau_o = 0,026$ MPa resistenza media a taglio

$E = 870$ MPa modulo di elasticità normale

$G = 0,40 E = 0.40 \times 870 = 290$ MPa Modulo di elasticità trangenziale

$f_{tm} = 0,140$ MPa resistenza media a trazione

$f_{hm} = 0,70$ MPa resistenza media a compressione orizzontale

Tali valori vengono divisi per il fattore di confidenza $FC=1,2$ funzione del livello di conoscenza raggiunto (par C8A.1.B.4) .

Vengono di seguito riportati i coefficienti di sicurezza dei materiali in funzione delle analisi svolte

$\gamma_m = 3$ statico (par 4.5.6.1. tab 4.5.II) classe di esecuzione 2 muratura con elementi res.cat II

$\gamma_m = 2$ sismico NTC 2008

4.0 AZIONI PRINCIPALI

4.1 AZIONI DI TIPO STATICO

Sono stati mantenuti i valori di carico dichiarati negli elaborati esecutivi del progetto. Per verificare il livello di sicurezza della costruzione secondo quanto prescritto dalle nuove norme NTC 2008 il carico accidentale neve è stato adeguato a quanto prescritto nel par.3.4 della suddetta norma. Sono stati inoltre applicate le riduzioni del carico accidentale ai sensi della circolare MLLPP 4.07.96 n°156 punto 5.5 utilizzando un coefficiente $0,5+10/A < \alpha < 1$ per i carichi cat B uff aperti al pubblico.

4.1.1 CARICHI DI PROGETTO SEDE MUNICIPALE

Solaio in laterocemento piano primo e secondo

Carichi permanenti strutturali (g_0)	335 daN/m ²
Carichi permanenti non strutturali (g_1)	100 daN/m ²
Carico accidentale (q) (cat B1 uff aperti al pubblico)	350 daN/m ²
tot	785 daN/m²

Copertura in legno

Carichi permanenti strutturali (g_0)	50 daN/m ²
Carichi permanenti non strutturali (g_1)	160 daN/m ²
Carico accidentale (q) (neve)	132 daN/m ²
tot	342 daN/m²

4.1.2 CARICHI DI PROGETTO SEDE PROTEZIONE CIVILE

Solaio in laterocemento piano primo

Carichi permanenti strutturali (g_0)	280 daN/m ²
Carichi permanenti non strutturali (g_1)	60 daN/m ²
Carico accidentale (q) (cat B1 uff aperti al pubblico)	300 daN/m ²
tot	785 daN/m²

Copertura in legno

Carichi permanenti strutturali (g_0)	50 daN/m ²
Carichi permanenti non strutturali (g_1)	100 daN/m ²
Carico accidentale (q) (neve)	132 daN/m ²
tot	282 daN/m²

4.1.3 DESCRIZIONE DELLE AZIONI PERMANENTI E ACCIDENTALI

4.1.3.1 carichi permanenti strutturali (g₀)

Per la valutazione del peso proprio delle strutture si fa riferimento ai volumi effettivi e ai pesi specifici di materiale utilizzati nella realizzazione delle strutture.

Il peso specifico del cls viene assunto usualmente pari a 24 kN per le strutture non armate e 25 kN per le strutture armate

4.1.3.2 carichi permanenti non strutturali (g₁)

Il sovraccarico permanente è, generalmente, costituito, per solai tipo dal peso dell'isolamento, della pavimentazione e delle pareti

4.1.3.3 carichi accidentali di piano tipo (q)

Vengono considerati i carichi accidentali descritti nel §3.1.4 D.M. 14/01/08.

4.1.3.4 Carichi neve

-Normativa : D.M. 14/01/2008 (Norme tecniche per le costruzioni)

Il carico provocato dalla presenza della neve agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura. Esso è valutato con la seguente espressione:

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

Provincia : TREVISO

Zona : I (Mediterranea)

Altitudine : <200 m s.l.m.

Valore caratteristico neve al suolo :

$$q_{sk} = 1,5 \text{ KN/m}^2 \text{ (NTC 2008 Tempo di ritorno TR=50 anni)}$$

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 1,2 \text{ KN/m}^2$$

Correzione del carico neve in funzione del periodo di ritorno sismico
--

La costruzione è di classe IV e quindi la vita di riferimento della struttura è VR=100 anni per un rischio di superamento dell'evento di pvr= 10% (verifica SLV)

La probabilità di superamento dell'evento corrisponde ad un periodo medio di ritorno

$$TR_{SLV} = -VR / \ln(1 - p_{vr}) = 50 / \ln(1 - 0,1) = 949 \text{ anni} \quad (\text{SLV } P_{VR} = 10\%)$$

$$\alpha_{Rn} = 0,273 \{1 - 0,5 \ln[-\ln(1 - TR)]\} = 1,11 \text{ coefficiente di correzione del periodo di ritorno}$$

Il carico provocato dalla neve sarà valutato usando la seguente espressione

$$q_s = \mu q_{ref}(T_R)$$

$\mu=0,8$ coefficiente di forma (inclinazione falda $0<\alpha<30^\circ$)

$$q_{ref}(T_R) = \alpha_{Rn} q_{sk} = 1,11 \times 1,5 = 1,66 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{tempo di ritorno } T_R = 949 \text{ anni})$$

il carico agente sulla copertura è il seguente:

$$q_s = \mu q_{ref}(T_R) C_E C_t = 0,8 \times 1,66 \times 1 \times 1 = 1,32 \text{ KN/m}^2$$

$C_E = 1$ coefficiente di esp. di cui al § 3.4.3 D.M. 14/01/08;

$C_t = 1$ coefficiente termico di cui al § 3.4.4 D.M. 14/01/08.

-neve di accumulo falde laterali

$$\mu_w = (b_1 + b_2) / 2h \leq h / q_{sk} = 1,8, \mu_s = 0$$

-neve di accumulo falde laterali

$$\mu_w = (b_1 + b_2) / 2h \leq h / q_{sk} = 1,1, \mu_s = 0,4$$

4.1.3.5 Carichi vento

Normativa: D.M. 14/01/2008 (Norme tecniche per le costruzioni)

La pressione del vento è calcolata secondo l'espressione: $p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$



Provincia: Treviso

Zona: 1

Altitudine: 12 m s.l.m

Tempo di ritorno T_R : 50 anni;

Velocità di riferimento $v_b(T_R)$: 25 m/s

Pressione cinetica di riferimento q_b : 391 N/m²

Altezzadella costruzione z : 12 m (z_{min} : 5m)

Distanza dalla costa: Mare, oltre 42 km dalla costa

Classe di rugosità del terreno: B

Categoria di esposizione del sito: IV

Coefficiente topografico c_t : 1

Coefficiente dinamico c_d : 1

$K_r = 0,22$

$z_o = 0,3$

$z_{min} = 8$

Coefficiente di esposizione $c_e(z)$:

$$c_e(z_{min} = 8m) = k_r^2 c_t \ln(z/z_o) [7 + c_t \ln(z/z_o)] = 1,63$$

$$c_e(z = 12m) = k_r^2 c_t \ln(z/z_o) [7 + c_t \ln(z/z_o)] = 1,91$$

-Correzione del carico neve in funzione del periodo di ritorno sismico

$$\alpha_R = 0,75 \{ [1 - 0,2 \ln(-\ln(1-p))] \} = 1,2$$

$$v_R = \alpha_R v_{ref} = 1,2 \times 25 = 30 \text{ m/s}$$

$$q = 1/2 \rho c_e v_R^2 = 1,073 \text{ KN/m}^2$$

Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde inclinate o curve

Costruzioni completamente stagne

Elementi sopravento ($\alpha \geq 60^\circ$) : $c_p = 0,8$

Elementi sopravento ($20^\circ < \alpha < 60^\circ$) , $\alpha = 25^\circ$: $c_p = -0,25$

Elementi sopravento ($0^\circ \geq \alpha \geq 20^\circ$) ed elementi sottovento : $c_p = -0,4$

Pressione del vento con coefficiente di forma $c_p = 0,8$

$$p(z_{\min} = 8 \text{ m}) = 730 \text{ N/m}^2$$

$$p(z = 12 \text{ m}) = 850 \text{ N/m}^2$$

Pressione del vento con coefficiente di forma $c_p = -0,4$ $p(z_{\min} = 8 \text{ m}) = -365 \text{ N/m}^2$

$$p(z = 12 \text{ m}) = -425 \text{ N/m}^2$$

4.2 AZIONE SISMICA

4.2.1 Tabella riassuntiva parametri sismici

Comune di Povegliano (TV)

Classe IV (classe della costruzione par 2.4.2 NTC 2008)

$V_N=50$ anni (vita nominale costruzione par 2.4.1 NTC 2008)

$V_R=V_N c_u=50 \times 2=100$ anni (vita di riferimento della costruzione)

$TR_{SLV}=-V_R/\ln(1-pvr) = 100/\ln(1-0,1)=949$ anni (SLV $P_{VR}= 10\%$)

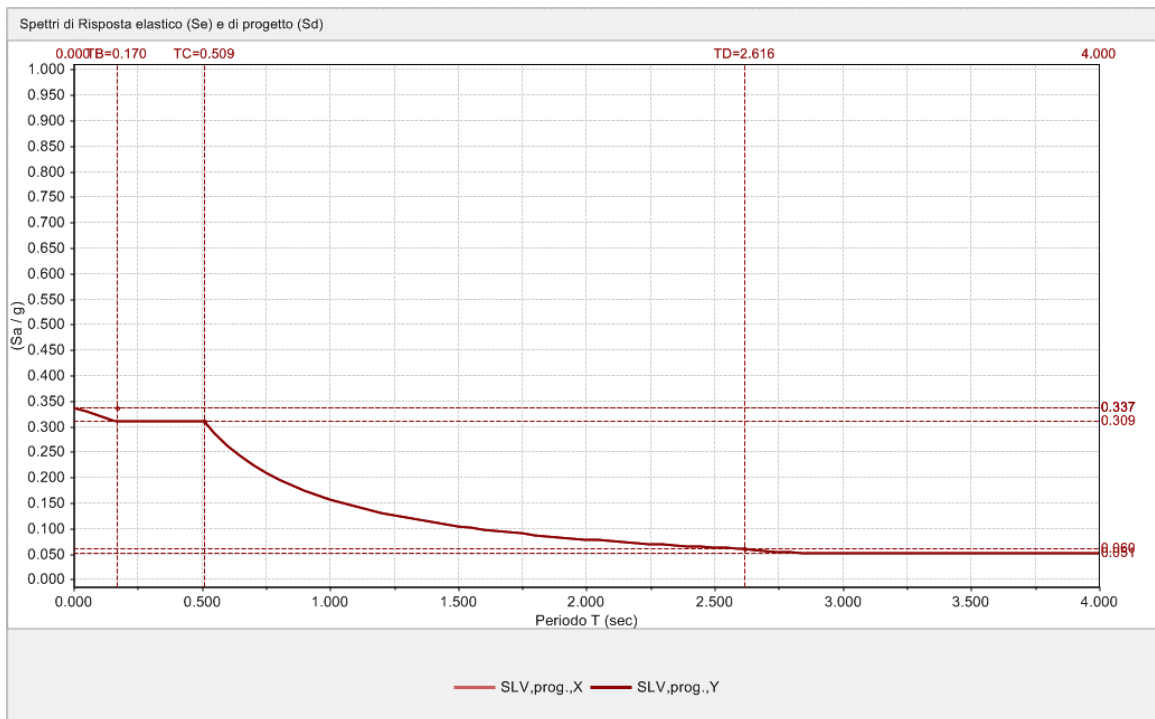
Categoria del sottosuolo Cat C

$S_{SLV}=S_s ST=1,5 \times 1=1,5$

$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} = 1$ (coeff di smorzamento convenzionale $\xi=5\%$)

$q = 1.5 \alpha_u/\alpha_1 = 1.5 \times 1.8 = 2.7$ (C8.7.1.2) per edifici in muratura ordinaria e irregolari in elevazione

4.2.2 spettro di progetto secondo la NTC 2008



4.2.3 parametri di pericolosità sismica (ag,Fo,Tc)

Ai fini del D.M. 14 gennaio 2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

ag: accelerazione orizzontale massima al sito;

Fo: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

TC* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I parametri di pericolosità sismica ag, Fo e TC* per il periodo di ritorno $TR=475$ anni di riferimento assumono nella area di costruzione i seguenti valori:

Comune di Povegliano (TV) (lat 45,75°, Long 12,20°) ag= 0.190 Fo= 2,43 T*c=0,32

4.2.4 Definizione della strategia di progettazione

4.2.4.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale VN è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I del D.M. 14 gennaio 2008.

$V_N \geq 50$ anni (opera ordinaria)

4.2.4.2 Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso secondo § 2.4.2 D.M. 14/01/08.

Nel Ns caso la classe considerata è la *Classe IV*: Costruzioni con funzioni pubbliche strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della Protezione Civile in caso di calamità

4.2.4.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \times 2 = 100 \text{ (2.4.1 D.M. 14/01/08)}$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4. Il D.M. 14/01/08. $C_U = 2$ (per classe IV)

4.2.4.4 Stati limite e relative probabilità di superamento

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

Gli stati limite sono riassunti al § 3.2.1 D.M. 14/01/08.

In riferimento alla tipologia dell'opera in oggetto sono state effettuate le seguenti verifiche

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)(slu EC8): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali-

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

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tab. 3.2.1 D.M. 14/01/08.

SLV $P_{VR} = 10\%$ (stati limite di salvaguardia della vita slu)

SLD $P_{VR} = 63\%$ (stati limite di salvaguardia della vita slu)

4.2.4.5 Tempo di ritorno

Alla probabilità di superamento del periodo P_{VR} consegue il tempo di ritorno T_R del sisma calcolato con la seguente espressione

$$T_R \geq -V_R / \ln(1 - P_{VR}) = -100 / \ln(1 - 0,1) = 949 \text{ anni SLV}$$

$$T_R \geq -V_R / \ln(1 - P_{VR}) = -100 / \ln(1 - 0,63) = 101 \text{ anni SLD}$$

4.2.4.6 Categoria di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III). In accordo con i parametri geotecnici desunti dallo studio geologico tecnico redatto per l'area di costruzione in oggetto il terreno si può considerare di tipo C.

Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s ($15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)

4.2.4.7 Coefficiente di amplificazione topografica

Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente clas. (Tab. 3.2.IV):
Si considera una categoria topografica T1, caratterizzata da una superficie pianeggiante
T1=1 Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
 $S_T = 1$ valore coefficiente di amplificazione topografica Tab. 3.2.VI D.M. 14/01/08.

4.2.4.8 Coefficiente di amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti S_s e C_c valgono 1. Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti S_s e C_c possono essere calcolati, in funzione dei valori di a_g , F_o e TC^* relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.V D.M. 14/01/08, nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

$$S_{s\ SLV} = 1,7 - 0,6 F_o a_g / g = 1,7 - 0,6 \times 2,43 \times 0,190 / 9,81 = 1,67 \Rightarrow 1,5 \quad (S_s \leq 1,5)$$

$$S_{SLV} = S_{s\ SLV} S_T = 1,5 \times 1 = 1,5$$

4.2.4.9 Analisi efattore di struttura

Le analisi sismiche che verranno eseguite sul modello strutturale saranno di tre tipi: analisi statica lineare, analisi statica non lineare e analisi cinematica.

L'analisi sismica statica non lineare (Pushover) fornisce un giudizio idoneo prevalentemente per il comportamento nel piano delle pareti e permette la determinazione del fattore di struttura relativo alla curva con minimo coefficiente di sicurezza. Tale fattore di struttura viene quindi introdotto nell'analisi statica lineare per verificare il comportamento delle pareti nei confronti della pressoflessione ortogonale.

Per ultimo viene svolta l'analisi cinematica per verificare la sicurezza nei confronti dei ribaltamenti fuori piano.

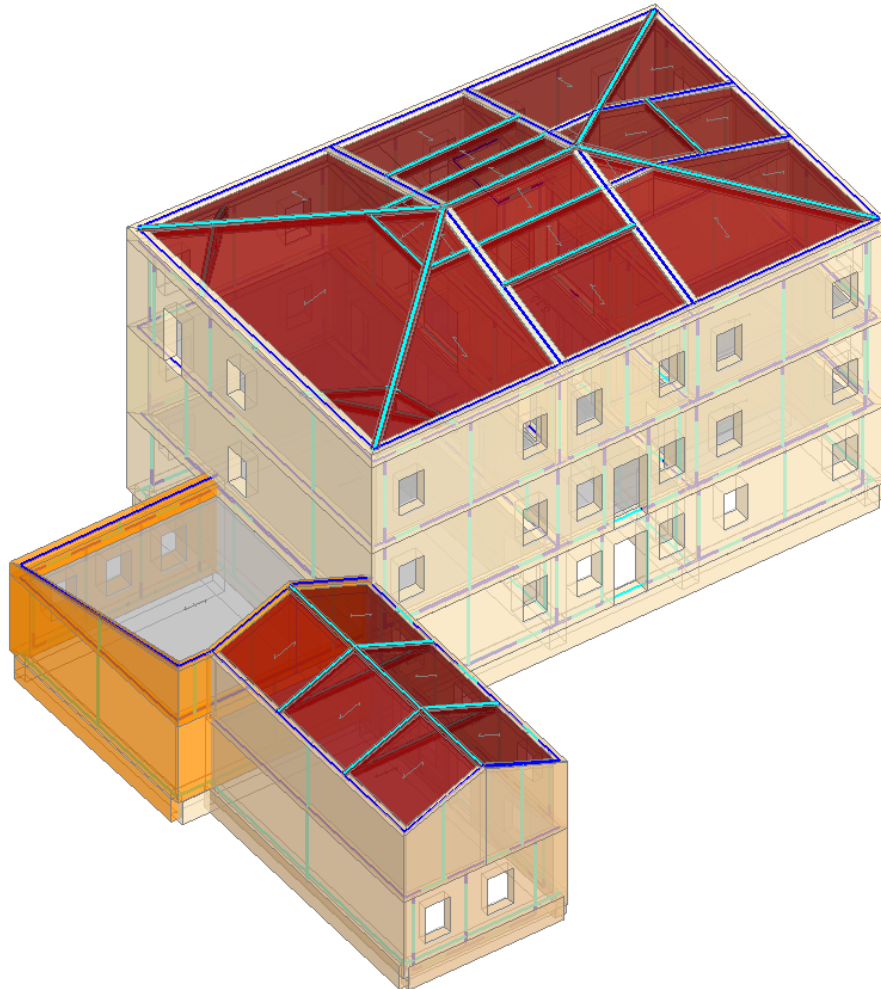
In seguito all'analisi pushover è stato determinato un fattore di struttura per le verifiche condotte allo stato limite di salvaguardia della vita pari a $q=2.669$ per la sede della protezione civile e $q=2.800$ per la sede municipale.

Il fattore di struttura per le verifiche di esercizio delle deformazioni della struttura con spettro SLD è $q=1$

5.0 MODELLO MATEMATICO

5.1 MODELLAZIONE MATEMATICA DELLA STRUTTURA

Il fabbricato in oggetto è stato schematizzato con un modello matematico FEM. Il modello è tridimensionale e rappresenta in modo adeguato le effettive distribuzioni di massa e rigidezza.



I maschi murari vengono collegati fra loro dalle fasce di piano che collaborano alla determinazione della rigidezza della struttura.

In particolare, nel piano della muratura, in presenza di maschi murari continui collegati con fasce di piano con scarse rigidezze, lo schema statico imposto dalla modellazione FEM equivale a quello della mensola incastrata al piede $K = 1 / [(h^3/12EJ) + xh / GA]$ (la linea elastica è una cubica); nel caso di fasce di piano rigide lo schema statico imposto dalla modellazione FEM equivale a quello della trave incastrata alle estremità $K = 1 / [(h^3/3EJ) + xh / GA]$.

Nel piano perpendicolare alla muratura il maschio murario, in assenza di irrigidimenti trasversali, ha un comportamento a trave incernierata all'estremità a causa della scarsa rigidità fuori piano dell'elemento guscio; in sede di verifica il momento provocato dal vento in mezzaria del maschio è del tipo $ql^2/8$, e il coefficiente di riduzione della resistenza della muratura, a causa della sua snellezza, viene determinato considerando lo schema statico di elemento strutturale incernierato alle estremità.

-Trave di fondazione: elemento beam di fondazione vincolato al terreno tramite molle elastiche la cui rigidità deriva dalla costante di winkler

5.2 COMBINAZIONI DI CARICO

5.2.1 stato limite ultimo (SLU) (statico)

$$\gamma_{G1}G1 + \gamma_{G2}G2 + \gamma_{PP}P + \gamma_{Q1}Q1 + \gamma_{Q2} \Psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3} \Psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

γ_{Gi} coefficienti parziali di sicurezza azioni SLU (NTC 2008 tab 2.6.1)

Vengono considerati i valori dei coefficienti parziali dello stato limite di resistenza A1-STR.

Tali valori vengono scelti in modo da produrre la situazione più sfavorevole.

Vengono, inoltre, introdotti i coefficienti di combinazione Ψ_{0i} (NTC 2008 tab 2.5.1) per tener conto della ridotta probabilità della contemporanea azione sulla struttura di più carichi variabili.

Comb carichi acc di piano dominanti

$\Psi_{01}=1$ cat B1 uff aperti al pubb. $\Psi_{02}=1$ cat C3 sale convegno $\Psi_{03}=0.6$ vento $\Psi_{04}=0.5$ neve comb neve dominante

$\Psi_{01}=1$ neve $\Psi_{02}=0.7$ cat B1 uff aperti al pubb. $\Psi_{03}=0.7$ cat C3 sale convegno $\Psi_{04}=0.6$ vento comb vento dominante

$\Psi_{01}=1$ vento $\Psi_{02}=0.7$ cat B1 uff aperti al pubb. $\Psi_{03}=0.7$ cat C3 sale convegno $\Psi_{04}=0.5$ neve
A turno ogni carico variabile viene considerato dominante al fine di analizzare tutte le situazioni critiche (non tutte le possibili).

5.2.2 stato limite esercizio (SLE)

Le tre combinazioni di esercizio sono correlate a prestazioni funzionali diverse:

rara

$$G1 + G2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02}Q_{k2} + \Psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

Frequente

$$G1 + G2 + P + \Psi_{11}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2} + \Psi_{23}Q_{k3} + \dots$$

quasi permanente

$$G1 + G2 + P + \Psi_{21}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2} + \Psi_{23}Q_{k3} + \dots$$

Ψ_{0i} Ψ_{1i} Ψ_{2i} coefficienti di combinazione (NTC 2008 tab 2.5.I)

Vengono introdotti per tener conto della ridotta probabilità della contemporanea azione sulla struttura di più carichi variabili.

Rara (comb carichi acc di piano dominanti)

$\Psi_{01}=1$ cat B1 uff aperti al pubb. $\Psi_{02}=1$ cat C3 sale convegno $\Psi_{03}=0.6$ vento $\Psi_{04}=0.5$ neve

Rara (vento dominante)

$\Psi_{01}=1$ vento $\Psi_{02}=0.7$ cat B1 uff aperti al pubb. $\Psi_{03}=0.7$ cat C3 sale convegno $\Psi_{04}=0.5$ neve

frequente

$\Psi_{11}=0.5$ cat B1 uff aperti al pubb. $\Psi_{12}=0.7$ cat C3 sale convegno $\Psi_{13}=0.2$ vento $\Psi_{14}=0.2$ neve

quasi perm (comb carichi acc di piano dominanti)

$\Psi_{21}=0.3$ cat B1 uff aperti al pubb. $\Psi_{22}=0.6$ cat C3 sale convegno $\Psi_{23}=0$ vento $\Psi_{24}=0$ neve

Nella comb rara a turno ogni carico variabile viene considerato dominante al fine di analizzare tutte le situazioni critiche (non tutte le possibili).

I coefficienti di sicurezza per i materiali si riducono a $\gamma_m=1$ (muratura) $\gamma_c=1$ (cls) $\gamma_s=1$ (acciaio)

5.2.3 combinazione delle azioni (caso sismico)

$$E + G1 + G2 + P + \sum \Psi_{2i} Q_{ki}$$

Ψ_{2i} coefficienti di combinazione (NTC 2008 tab 2.5.I)

Vengono introdotti per tener conto della ridotta probabilità della contemporanea azione sulla struttura di più carichi variabili.

$\Psi_{2i} = 0.3$ carichi acc. Cat B1 uffici aperti al pubblico (aliquota inerziale sismica =0,3)

$\Psi_{2i} = 0.6$ carichi acc. Cat C3 sale convegno e sale esposizione (aliquota inerziale sismica =0,6)

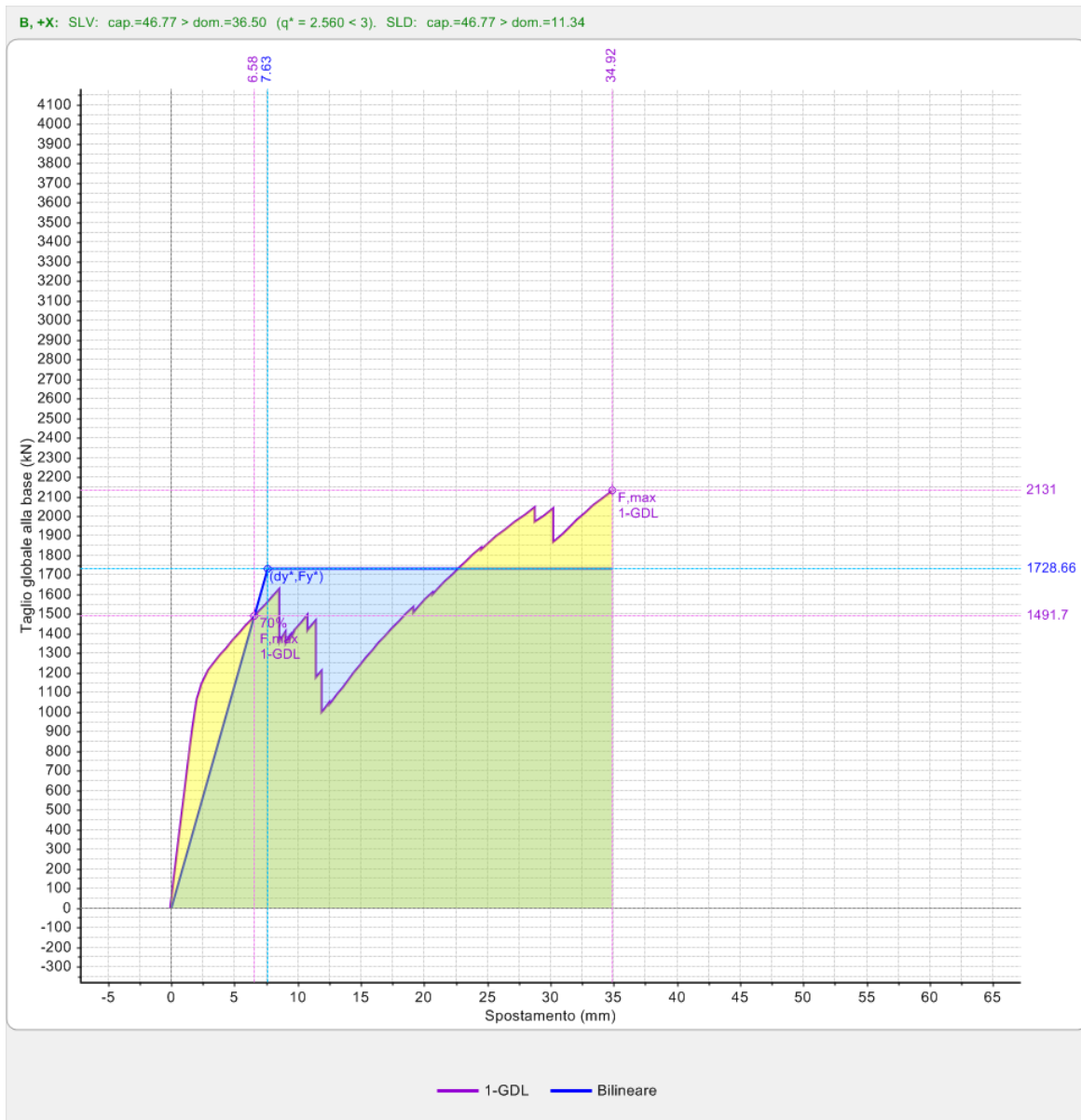
$\Psi_{2i} = 0$ sia per il vento che per la neve

Le componenti orizzontali e verticali dell'azione sismica saranno in generale considerate come agenti simultaneamente. I valori massimi della risposta, ottenuti da ciascuna delle azioni orizzontali applicate separatamente, saranno combinati sommando ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione il 30 % dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione.

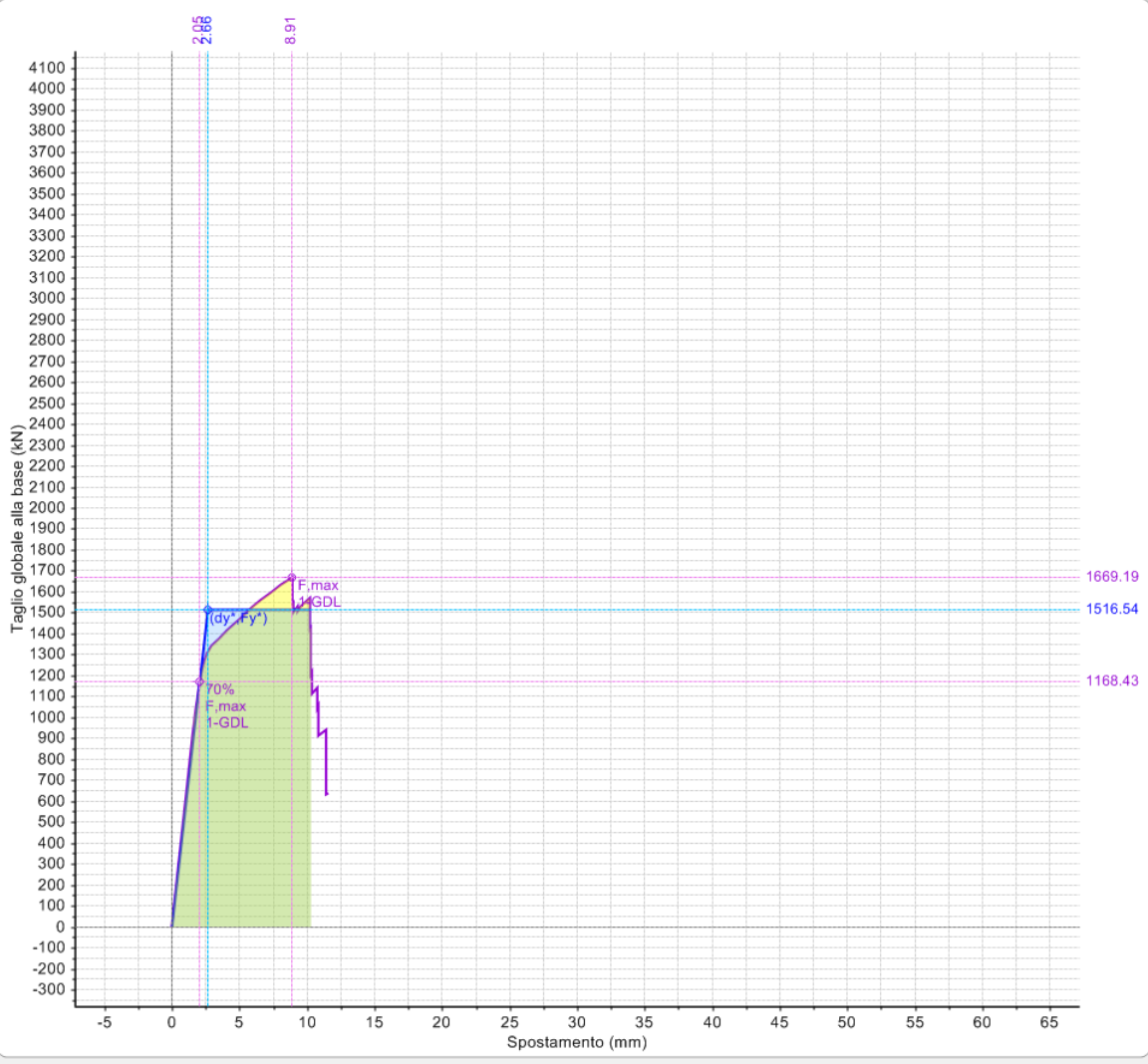
6.0 STATO ATTUALE

Si riportano le curve e i risultati dell'analisi pushover, dell'analisi statica lineare e di quella cinematica.

6.1 RISULTATI ANALISI PUSHOVER PER LA SEDE MUNICIPALE

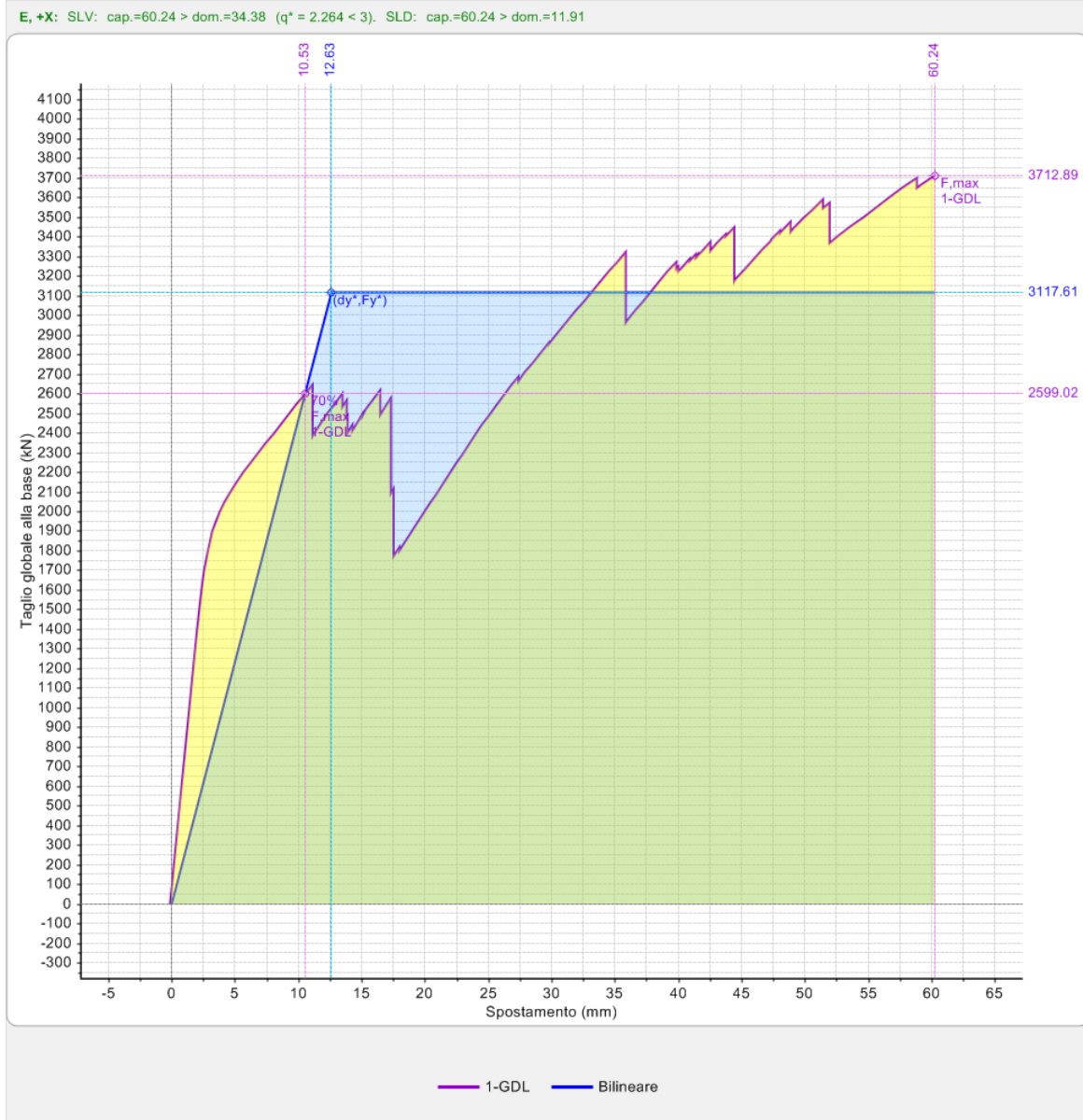


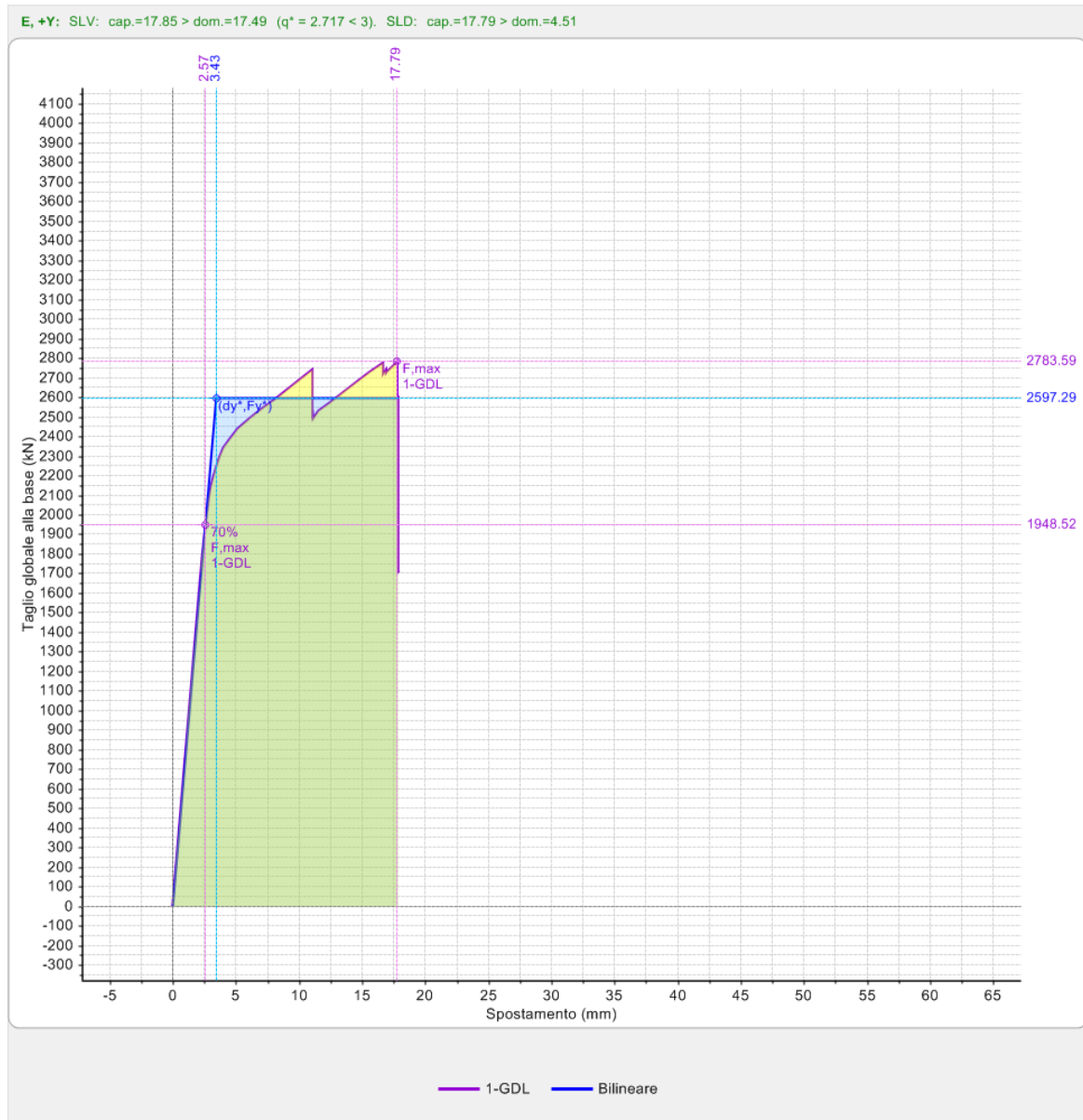
B, +Y: SLV: cap.=14.09 < dom.=20.83 ($q^* = 2.742 < 3$). SLD: cap.=12.23 > dom.=5.06



— 1-GDL — Bilineare

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
"SEDE COMUNALE DI POVEGLIANO E SEDE PROTEZIONE CIVILE" AI SENSI DEL D.M. 14.01.2008





Edificio Esistente in muratura

Verifica di sicurezza sismica: confronto della Capacità dell'edificio con la Domanda
 L'edificio risulta 'adeguato' qualora l'indicatore di rischio sia ≥ 1.000
 (data di creazione della presente scheda: 30/11/2015 , 14:42:01)

Nome del file corrispondente: per Analisi globale: Povegliano_MC_Esist_1
 per Analisi cinematica: Povegliano_MC_Esist_1

Classe d'uso della costruzione (§2.4.2): iV

Domanda: valori di riferimento delle accelerazioni e dei periodi di ritorno dell'azione sismica

Stato limite	Accelerazione (g)	T_{RD} (anni)
Stato Limite di Operatività (SLO)	$PGA_{DLO} = 0.072$	$T_{RDLO} = 60$
Stato Limite di Danno (SLD)	$PGA_{DLD} = 0.094$	$T_{RDLD} = 101$

Stato Limite di
 salvaguardia
 della Vita (SLV) $PGA_{DLV} = 0.254$ $T_{RDLV} = 949$

Edificio esistente: la sicurezza può valutarsi solo per SLU (SLV) [§8.3]

Capacità: accelerazione orizzontale di picco al suolo e periodo di ritorno sostenibili dalla costruzione
 PGA = accelerazione di picco al suolo su suolo rigido (roccia)

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE (SPOSTAMENTI):

Stato Limite di Operatività (SLO):

VERIFICA DI: Deformazione
 di danno

$PGA_{CLO} (g)$	0.163
$\alpha_{O,PGA}$	2.264
$T_{RCLO} (anni)$	335
$\alpha_{O,TR}$	5.593

Stato Limite di Danno (SLD):

VERIFICA DI: Deformazione
 di danno

$PGA_{CLD} (g)$	0.164
$\alpha_{D,PGA}$	1.745
$T_{RCLD} (anni)$	335
$\alpha_{D,TR}$	3.322

VERIFICHE DI RESISTENZA:

Stato Limite di Danno (SLD):

VERIFICA DI: Resistenza nel piano del pannello	Deformazione nel piano del pannello	
$PGA_{CLD} (g)$	0.164	0.164
$\alpha_{D,PGA}$	1.745	1.745
$T_{RCLD} (anni)$	335	335
$\alpha_{D,TR}$	3.322	3.322

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):

VERIFICA DI: Resistenza nel piano del pannello	Deformazione nel piano del pannello	
$PGA_{CLV} (g)$	0.182	0.182
$\alpha_{V,PGA}$	0.717	0.717
$T_{RCLV} (anni)$	432	432
$\alpha_{V,TR}$	0.456	0.456

Indicatori di rischio: Rapporto fra capacità e domanda:

- in termini di PGA

$\alpha_O = 2.264 = (PGA_{CLO} / PGA_{DLO})$
 $\alpha_D = 1.745 = (PGA_{CLD} / PGA_{DLD})$
 $\alpha_V = 0.717 = (PGA_{CLV} / PGA_{DLV})$

- in termini di T_R : (TR_C / TR_D)^a

> con $a=1$:
 $\alpha_O = 5.593 = (TR_{CLO} / TR_{DLO})$
 $\alpha_D = 3.322 = (TR_{CLD} / TR_{DLD})$
 $\alpha_V = 0.456 = (TR_{CLV} / TR_{DLV})$
 > con $a=0.41$:

$$\alpha_O = 2.026 = (TR_{CLO} / TR_{DLO})^{0.41}$$

$$\alpha_D = 1.636 = (TR_{CLD} / TR_{DLD})^{0.41}$$

$$\alpha_V = 0.725 = (TR_{CLV} / TR_{DLV})^{0.41}$$

Capacità della struttura in termini di Vita Nominale:

Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3) CU: 2

Dati in input (domanda): Vita Nominale VN (§2.4.1): 50 anni - Vita di Riferimento (§2.4.3)

VR = VR * CU: 100 anni

PVR per SLV (definita in input): 10 %

Dai risultati dell'analisi: capacità in termini di periodo di ritorno TRCLV = 433 anni

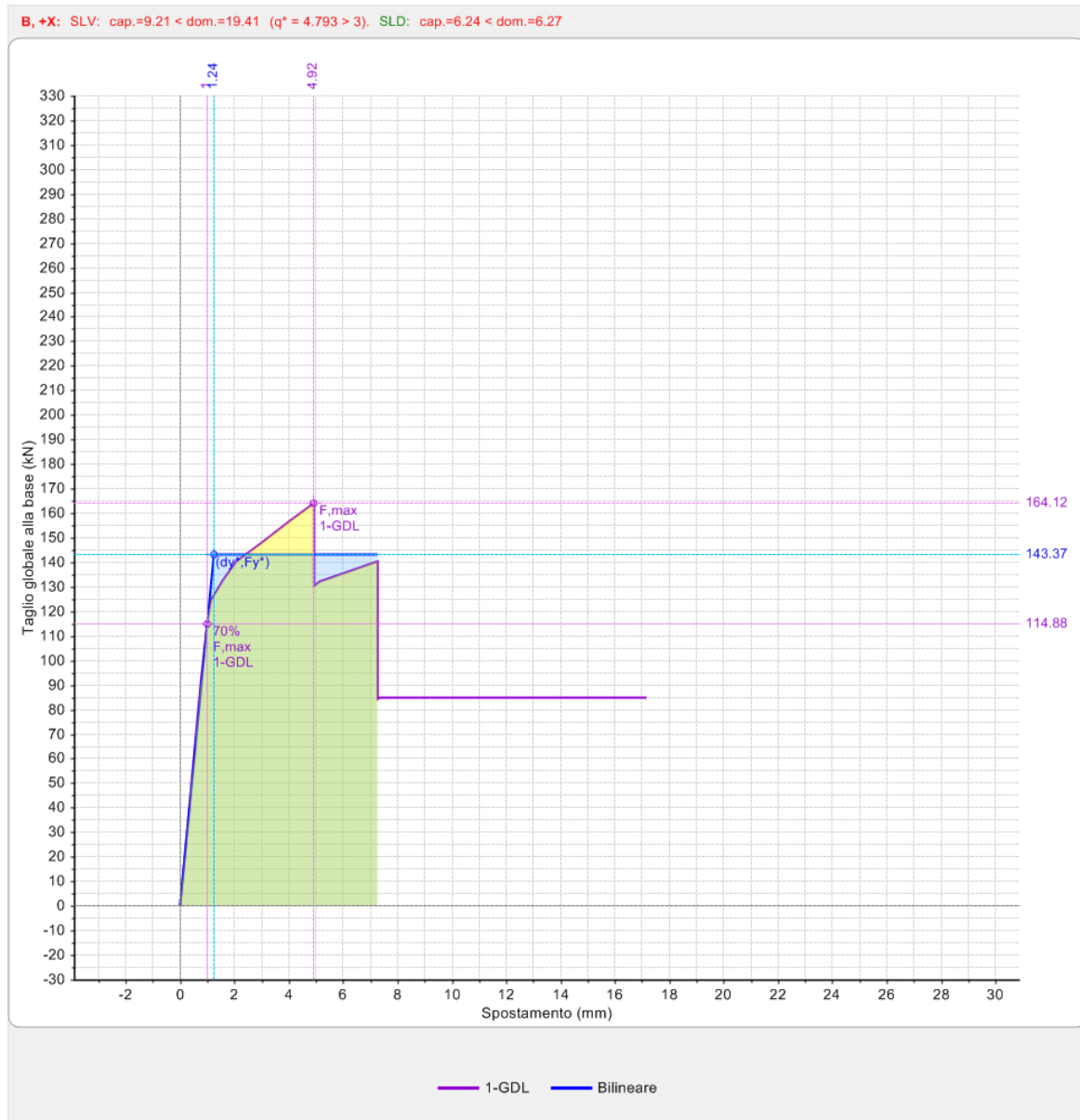
Dalla relazione: $TR = -VR / \ln(1-PVR)$, ponendo TR=TRCLV e assumendo PVR per SLV definita in input, seguono la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento (VRC) e quindi di Vita Nominale (VNC):

VRC = 45.6 anni, VNC = 22.8 anni

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Mt	aV,PGA	aV,TR	aD,PGA	aD,TR
1	<input type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	B	+X		1.272	1.827	3.617	19.367
2	<input type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	B	+Y		0.717	0.456	1.745	3.322
3	<input type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	E	+X		1.469	2.608	3.968	24.505
4	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	E	+Y		1.020	1.053	2.755	9.795

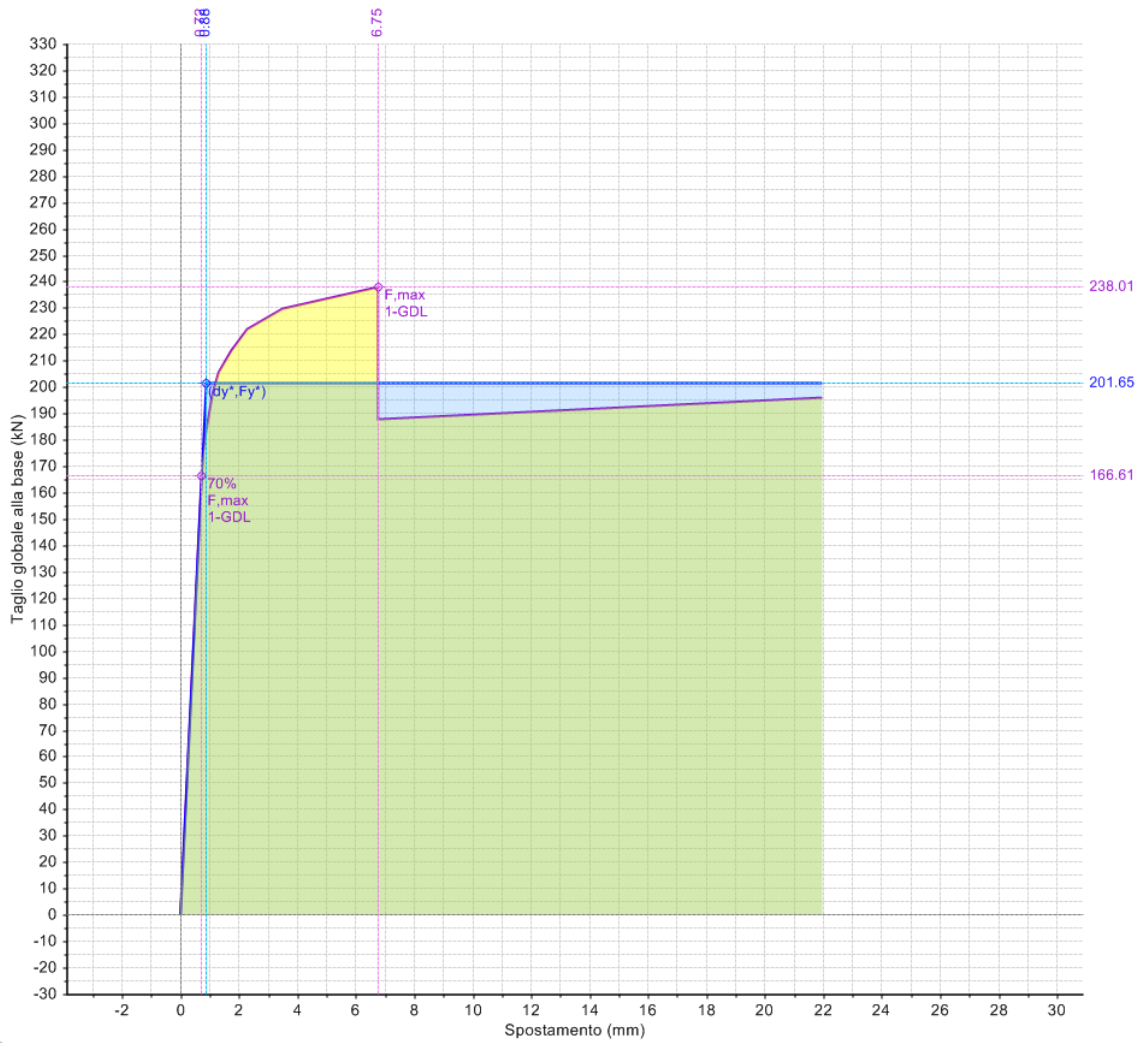
Con l'analisi pushover si evidenzia quindi una debolezza della struttura esistente per sisma in direzione Y. Si procederà quindi al rinforzo di alcune pareti per poter rientrare nei valori richiesti dalla normativa.

6.2 RISULTATI ANALISI PUSHOVER PER LA SEDE PROTEZIONE CIVILE



RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
"SEDE COMUNALE DI POVEGLIANO E SEDE PROTEZIONE CIVILE" AI SENSI DEL D.M. 14.01.2008

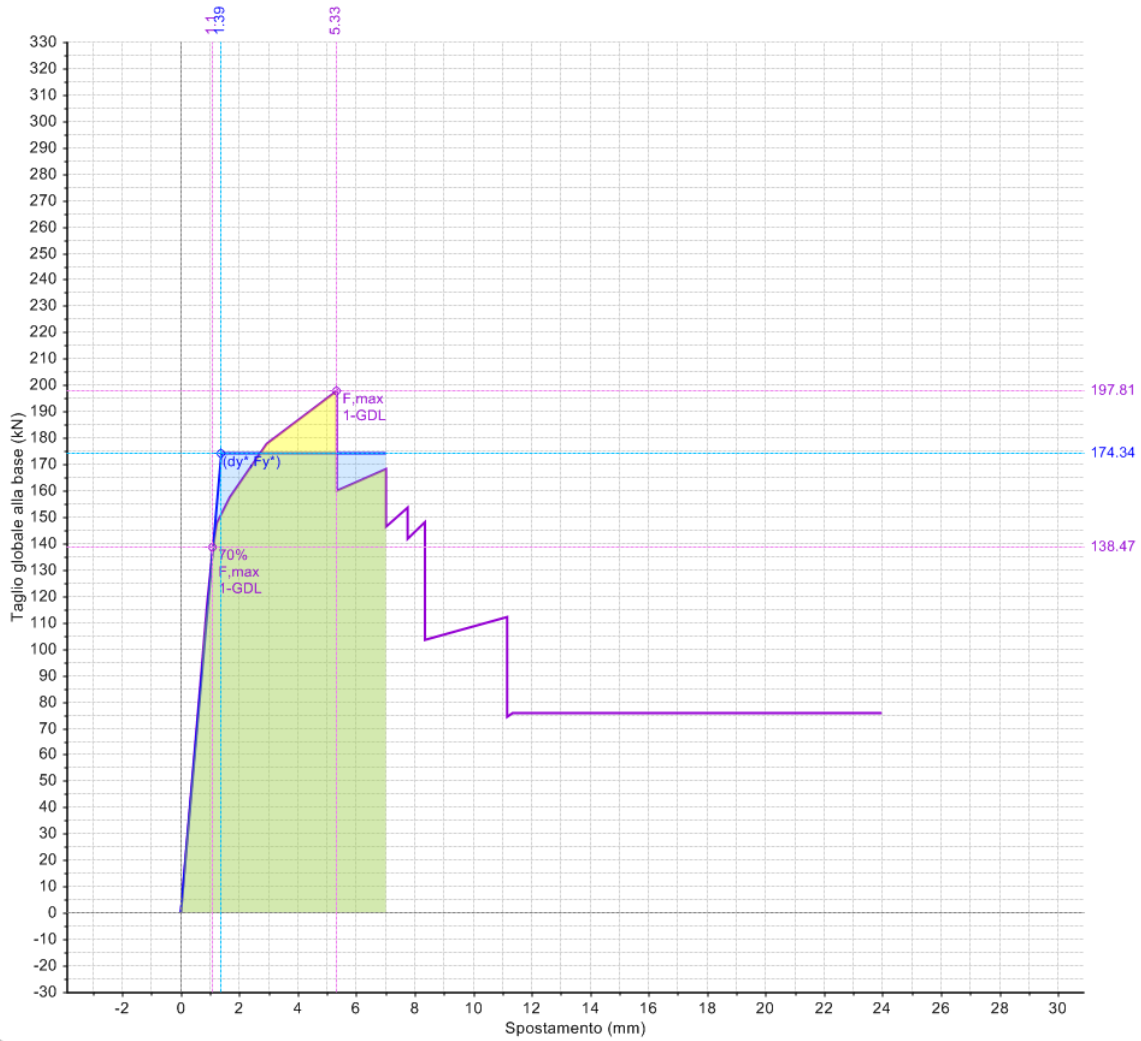
B, +Y: SLV: cap.=27.18 > dom.=9.90 ($q^* = 2.957 < 3$). SLD: cap.=8.36 > dom.=2.58



— 1-GDL — Bilineare

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
"SEDE COMUNALE DI POVEGLIANO E SEDE PROTEZIONE CIVILE" AI SENSI DEL D.M. 14.01.2008

E, +X: SLV: cap.=7.02 < dom.=17.31 ($q^* = 5.251 > 3$). SLD: cap.=5.33 < dom.=5.84



— 1-GDL — Bilineare



Edificio Esistente in muratura

Verifica di sicurezza sismica: confronto della Capacità dell'edificio con la Domanda

L'edificio risulta 'adeguato' qualora l'indicatore di rischio sia ≥ 1.000
 (data di creazione della presente scheda: 25/11/2015 , 18:25:40)

Nome del file corrispondente: per Analisi globale: Povegliano_PC_Esist
 per Analisi cinematica: Povegliano_PC_Esist

Classe d'uso della costruzione (§2.4.2): iV

Domanda: valori di riferimento delle accelerazioni e dei periodi di ritorno dell'azione sismica

Stato limite	Accelerazione (g)	T_{RD} (anni)
Stato Limite di Operatività (SLO)	$PGA_{DLO} = 0.072$	$T_{RDLO} = 60$
Stato Limite di Danno (SLD)	$PGA_{DLD} = 0.094$	$T_{RDLD} = 101$
Stato Limite di salvaguardia		

della Vita (SLV) $PGA_{DLV} = 0.254$ $T_{RDLV} = 949$

Edificio esistente: la sicurezza può valutarsi solo per SLU (SLV) [§8.3]

Tipo di analisi strutturale:

Analisi sismica statica non lineare (pushover)

Capacità: accelerazione orizzontale di picco al suolo e periodo di ritorno sostenibili dalla costruzione

PGA = accelerazione di picco al suolo su suolo rigido (roccia)

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE (SPOSTAMENTI):

Stato Limite di Operatività (SLO):

VERIFICA DI: Deformazione di danno

$PGA_{CLO} (g)$ **0.095**

$\alpha_{O,PGA}$ **1.319**

$T_{RCLO} (anni)$ 104

$\alpha_{O,TR}$ 1.741

Stato Limite di Danno (SLD):

VERIFICA DI: Deformazione di danno

$PGA_{CLD} (g)$ **0.094**

$\alpha_{D,PGA}$ **1.000**

$T_{RCLD} (anni)$ 100

$\alpha_{D,TR}$ 0.999

VERIFICHE DI RESISTENZA:

Stato Limite di Danno (SLD):

VERIFICA DI: Resistenza nel piano del pannello Deformazione nel piano del pannello

$PGA_{CLD} (g)$ **0.094** **0.094**

$\alpha_{D,PGA}$ **1.000** **1.000**

$T_{RCLD} (anni)$ 100 100

$\alpha_{D,TR}$ 0.999 0.999

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):

VERIFICA DI: Resistenza nel piano del pannello Deformazione nel piano del pannello

$PGA_{CLV} (g)$ **0.117** **0.117**

$\alpha_{V,PGA}$ **0.461** **0.461**

$T_{RCLV} (anni)$ 157 157

$\alpha_{V,TR}$ 0.166 0.166

Indicatori di rischio: Rapporto fra capacità e domanda:

- in termini di PGA

$\alpha_O = 1.319 = (PGA_{CLO} / PGA_{DLO})$

$\alpha_D = 1.000 = (PGA_{CLD} / PGA_{DLD})$

$\alpha_V = 0.461 = (PGA_{CLV} / PGA_{DLV})$

- in termini di T_R : (TR_C / TR_D)^a

> con $a=1$:

$\alpha_O = 1.741 = (TR_{CLO} / TR_{DLO})$

$\alpha_D = 0.999 = (TR_{CLD} / TR_{DLD})$

$\alpha_V = 0.166 = (TR_{CLV} / TR_{DLV})$

> con $a=0.41$:

$\alpha_O = 1.255 = (TR_{CLO} / TR_{DLO})^{0.41}$

$$\alpha_D = 1.000 = (TR_{CLD} / TR_{DLD})^{0.41}$$

$$\alpha_V = 0.479 = (TR_{CLV} / TR_{DLV})^{0.41}$$

Capacità della struttura in termini di Vita Nominale*6:

Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3) C_U : 2

Dati in input (domanda): Vita Nominale V_N (§2.4.1): 50 anni - Vita di Riferimento (§2.4.3) $V_R = V_R *$

C_U : 100 anni

PV_R per SLV (definita in input): 10 %

Dai risultati dell'analisi: capacità in termini di periodo di ritorno $TR_{CLV} = 158$ anni

Dalla relazione: $TR = -V_R / \ln(1-PV_R)$, ponendo $TR=TR_{CLV}$ e assumendo PV_R per SLV definita in input, seguono la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento (V_{RC}) e quindi di Vita Nominale (V_{NC}):

$V_{RC} = 16.6$ anni, $V_{NC} = 8.3$ anni

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Mt	aV,PGA	aV,TR	aD,PGA	aD,TR
1	<input type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	B	+X		0.524	0.217	1.000	0.999
2	<input type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	B	+Y		1.020	1.053	2.309	6.418
3	<input type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	E	+X		0.461	0.166	1.000	0.999
4	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	E	+Y		0.913	0.801	1.532	2.497

Con l'analisi pushover si evidenzia quindi una debolezza della struttura esistente per sisma in ambo le direzioni X e Y. Si procederà quindi al rinforzo di alcune pareti e alla costruzione di un nuovo portale interno per poter rientrare nei valori richiesti dalla normativa.

6.3 RISULTATI ANALISI STATICA LINEARE MODELLO GLOBALE

Vengono considerati i soli risultati relativi alla pressoflessione ortogonale, alla capacità portante del terreno e agli spostamenti in quanto l'analisi pushover al paragrafo precedente sottopone a verifica rigorosa la struttura nei confronti della pressoflessione complanare e al taglio diagonale.

The screenshot shows a software window titled "Analisi Sismica, Statica Lineare: Sintesi risultati". It is divided into two main sections: "Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura" and "Verifica degli Spostamenti".

Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura
SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
Verifiche di Resistenza
Costruzione esistente, solo SLU [§8.3]: obbligatoria [§7.3.6.1, §7.8.2.2]

PressoFlessione Complanare [§7.8.2.2.1]	0.000	23.9%
Taglio per Scorrimento [§7.8.2.2.2]		
Taglio per Fessuraz. Diagonale [§C8.7.1.5]	0.045	16.8%
PressoFlessione Ortogonale (da modello 3D)		
PressoFlessione Ortogonale [§7.2.3]	0.181	62.5%

Verifica degli Spostamenti
Costruzione esistente, solo SLU [§8.3]: non obbligatoria [§7.3.7.2, §C7.3.7]

$(d,r / h)_{max}$ ('per mille'; deve essere: < 3) = 1.205

Coefficiente di sicurezza (= $3 / (d,r / h)_{max}$) = 2.490

Vai a: Resistenza SLD e Spostamenti SLD ...

Buttons: Chiudi

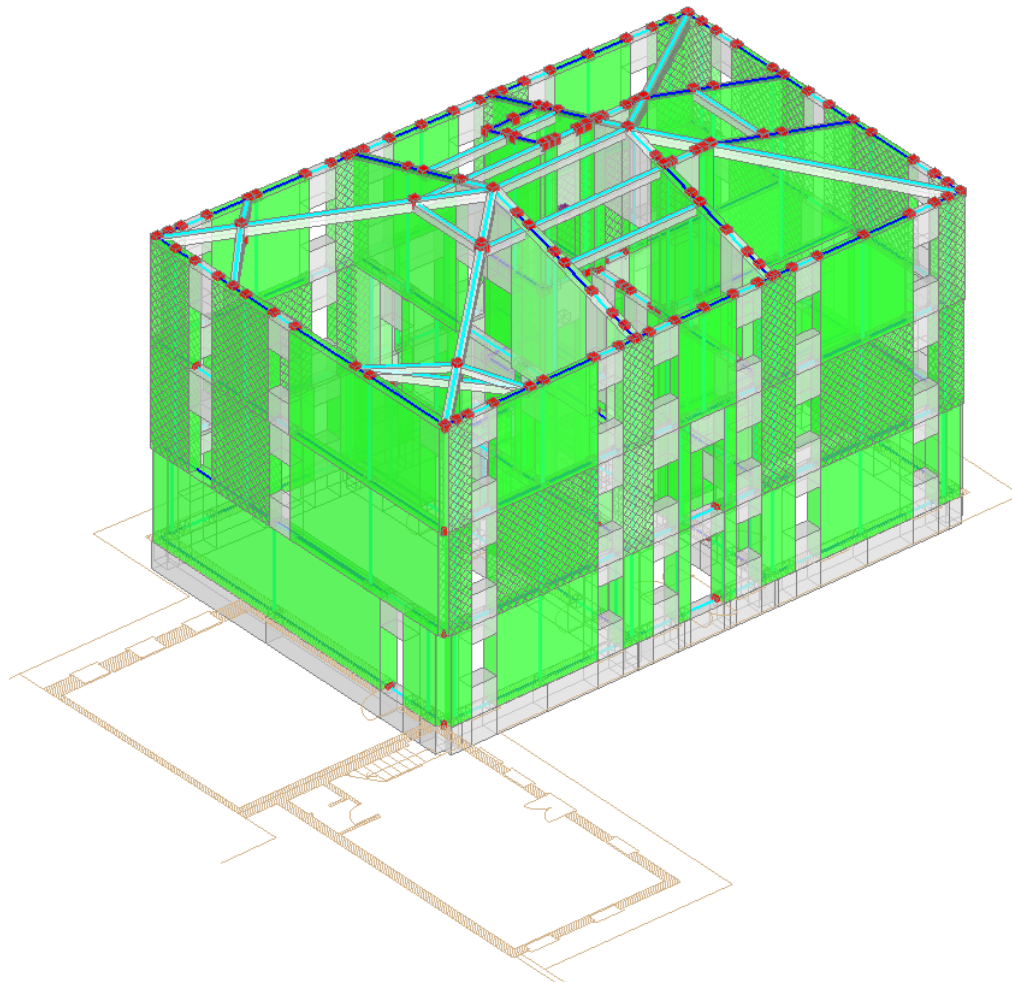
Come evidenziato dal minimo coefficiente di sicurezza 0.181 $<$ 1.000 alcune pareti non risultano verificate a pressoflessione ortogonale. La capacità portante del terreno e la capacità in spostamento della struttura allo stato attuale risultano invece ampiamente verificate.

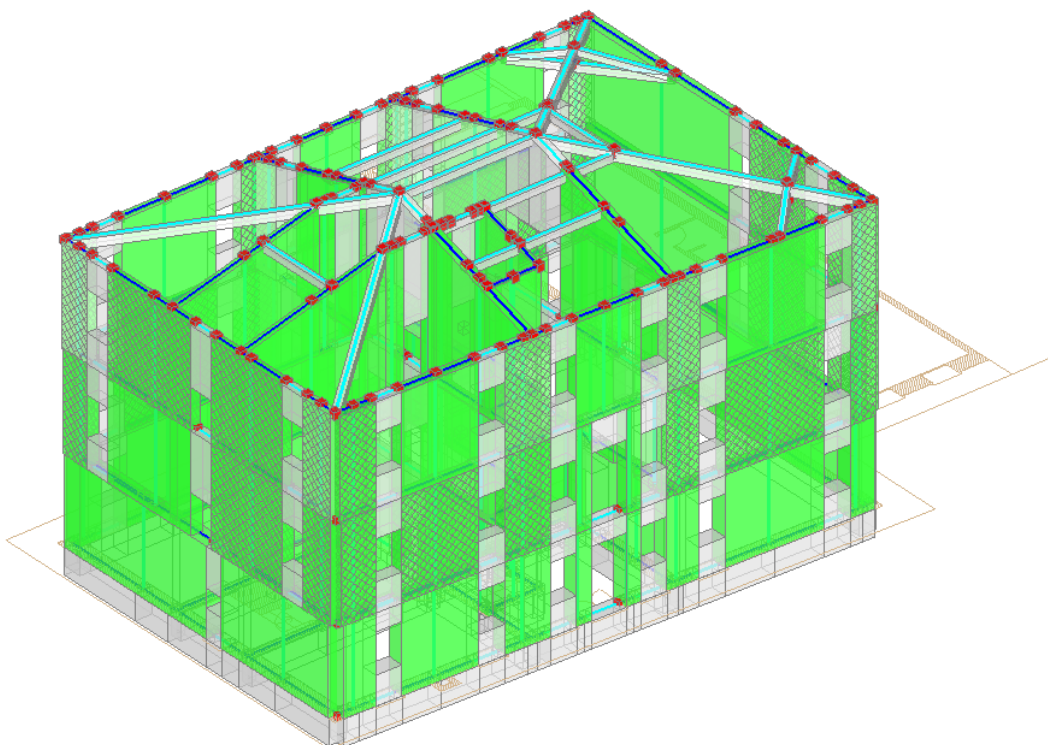
7.0 STATO DI PROGETTO

Vista la debolezza della struttura nei confronti delle sollecitazioni sismiche con direzione Y per la sede municipale ed in direzione X e Y per la sede della Protezione Civile, si dispone il rinforzo di alcune pareti per limitare anche i movimenti torsionali dovuti all'eccentricità tra centri di rigidezza e di massa. Il rinforzo viene realizzato incrementando le caratteristiche meccaniche della muratura mediante l'applicazione di un intonaco armato con rete in fibra di vetro alle pareti.

E' stato scelto di non intervenire sulle pareti di facciata a piano terra della sede municipale per preservare gli archi in muratura esistenti.

7.1 SEDE MUNICIPALE - PARETI RINFORZATE

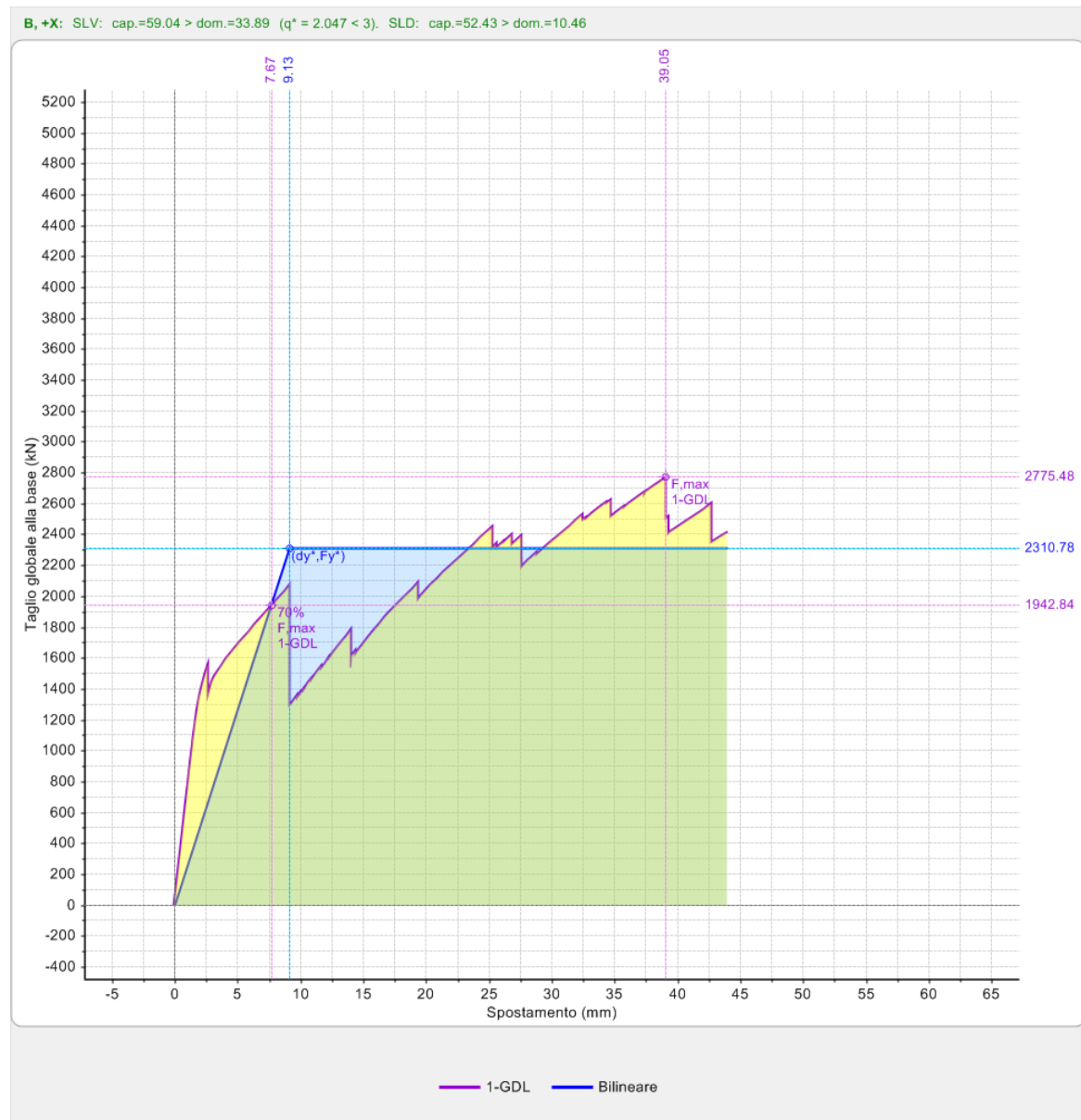




Pareti rinforzate con intonaco armato.

Si riportano le curve e i risultati dell'analisi pushover e dell'analisi statica lineare per lo stato di progetto con pareti rinforzate.

7.2 SEDE MUNICIPALE - RISULTATI ANALISI PUSHOVER



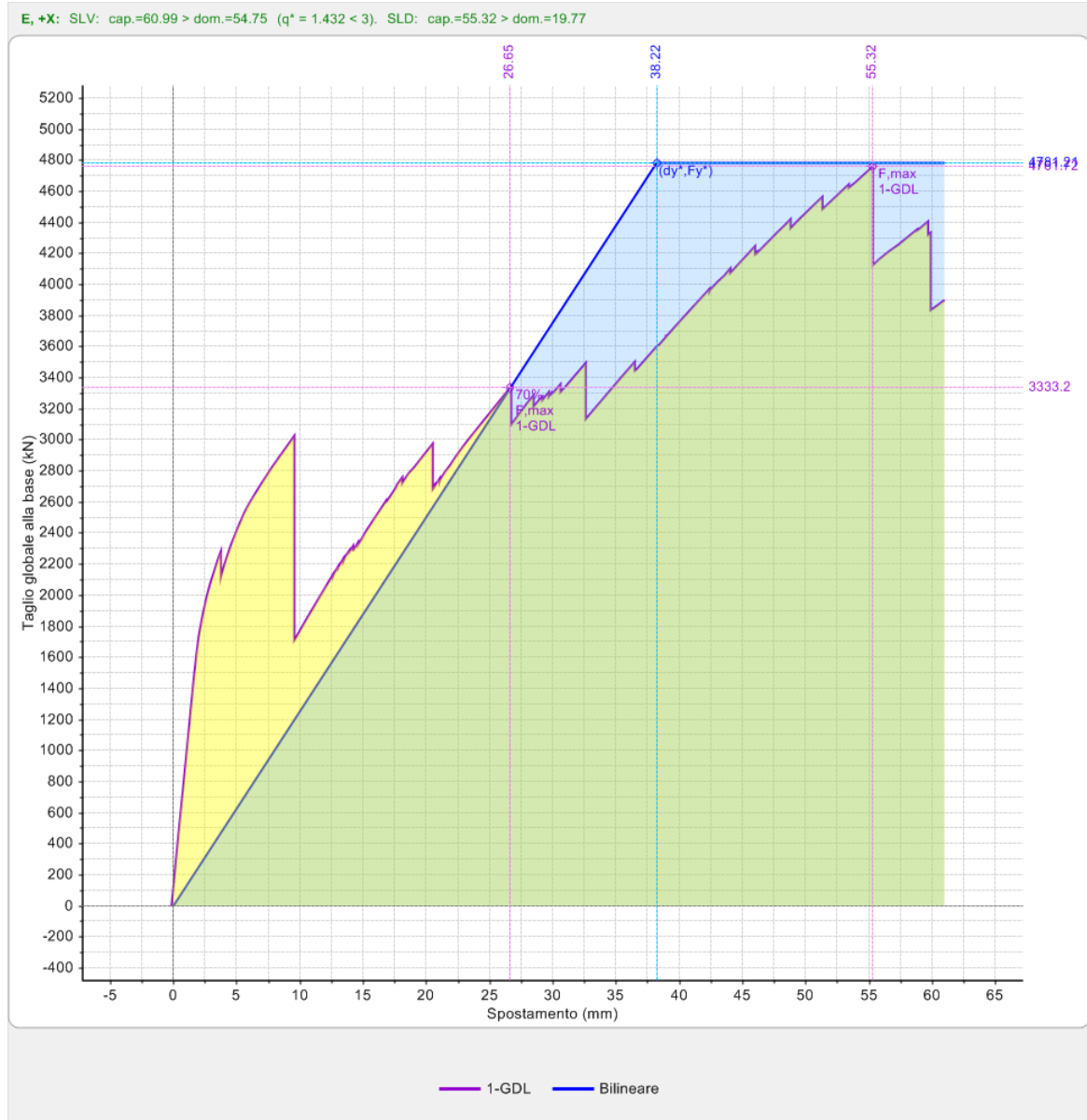
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
"SEDE COMUNALE DI POVEGLIANO E SEDE PROTEZIONE CIVILE" AI SENSI DEL D.M. 14.01.2008

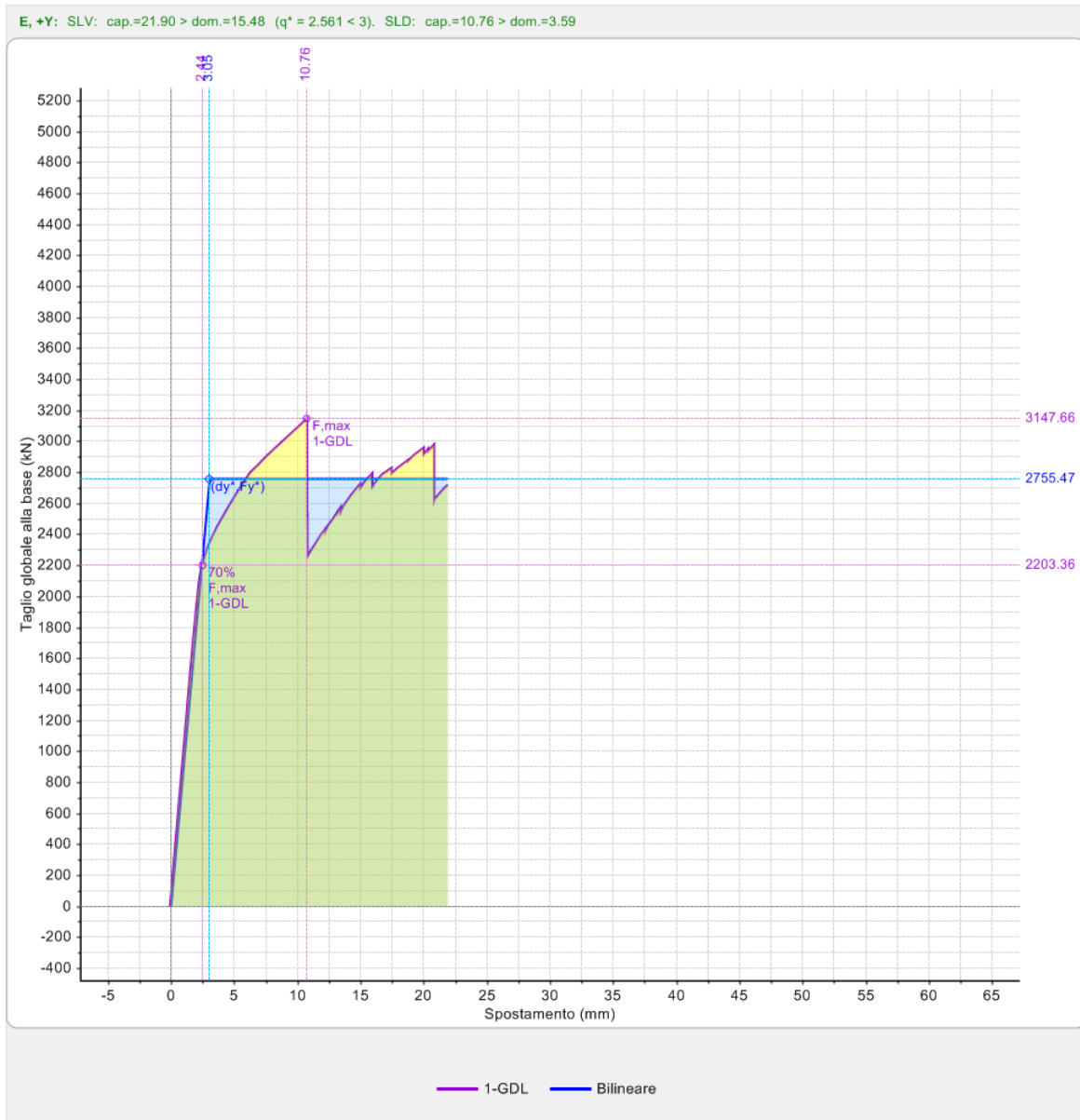
B, +Y: SLV: cap.=18.17 > dom.=17.71 ($q^* = 2.735 < 3$). SLD: cap.=5.90 > dom.=4.12



— 1-GDL — Bilineare

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
"SEDE COMUNALE DI POVEGLIANO E SEDE PROTEZIONE CIVILE" AI SENSI DEL D.M. 14.01.2008





Edificio Esistente in muratura

Verifica di sicurezza sismica: confronto della Capacità dell'edificio con la Domanda

L'edificio risulta 'adeguato' qualora l'indicatore di rischio sia ≥ 1.000

(data di creazione della presente scheda: 12/1/2015 , 8:56:08 AM)

Nome del file corrispondente: per Analisi globale: Povegliano_MC_Prog_1

per Analisi cinematica: Povegliano_MC_Prog_1

Classe d'uso della costruzione (§2.4.2): iV

Domanda: valori di riferimento delle accelerazioni e dei periodi di ritorno dell'azione sismica

Stato limite	Accelerazione (g)	T _{RD} (anni)
Stato Limite di Operatività (SLO)	PGA _{DLO} = 0.072	T _{RDLO} = 60
Stato Limite di Danno (SLD)	PGA _{DLD} = 0.094	T _{RDLD} = 101
Stato Limite di		

salvaguardia
 della Vita (SLV) **PGA_{DLV} = 0.254** T_{RDLV} = 949

Edificio esistente: la sicurezza può valutarsi solo per SLU (SLV) [§8.3]

Tipo di analisi strutturale: *1

Analisi sismica statica non lineare (pushover)

Capacità: accelerazione orizzontale di picco al suolo e periodo di ritorno sostenibili dalla costruzione

PGA = accelerazione di picco al suolo su suolo rigido (roccia)

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE (SPOSTAMENTI):

Stato Limite di Operatività (SLO):

VERIFICA DI: Deformazione
 di danno

PGA_{CLO} (g) 0.115
α_O,PGA 1.597

T_{RCLO} (anni) 154
 α_{O,TR} 2.581

Stato Limite di Danno (SLD):

VERIFICA DI: Deformazione
 di danno

PGA_{CLD} (g) 0.115
α_D,PGA 1.223

T_{RCLD} (anni) 154
 α_{D,TR} 1.533

VERIFICHE DI RESISTENZA:

Stato Limite di Danno (SLD):

VERIFICA DI: Resistenza Deformazione
 nel piano nel piano
 del pannello del pannello

PGA_{CLD} (g) 0.115 0.115
α_D,PGA 1.223 1.223

T_{RCLD} (anni) 154 154
 α_{D,TR} 1.533 1.533

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):

VERIFICA DI: Resistenza Deformazione
 nel piano nel piano
 del pannello del pannello

PGA_{CLV} (g) 0.260 0.260
α_V,PGA 1.024 1.024

T_{RCLV} (anni) 1008 1008
 α_{V,TR} 1.063 1.063

Indicatori di rischio: Rapporto fra capacità e domanda:

- in termini di PGA

α_O = 1.597 = (PGA_{CLO} / PGA_{DLO})
α_D = 1.223 = (PGA_{CLD} / PGA_{DLD})
α_V = 1.024 = (PGA_{CLV} / PGA_{DLV})

- in termini di T_R: (T_{RC} / T_{RD})^a

> con a=1:

α_O = 2.581 = (T_{RCLO} / T_{RDLO})
α_D = 1.533 = (T_{RCLD} / T_{RDLD})

α_V = 1.063 = (T_{RCLV} / T_{RDLV})

> con a=0.41:

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

“SEDE COMUNALE DI POVEGLIANO E SEDE PROTEZIONE CIVILE” AI SENSI DEL D.M. 14.01.2008

$$\alpha_O = 1.475 = (TR_{CLO} / TR_{DLO})^{0.41}$$

$$\alpha_D = 1.191 = (TR_{CLD} / TR_{DLD})^{0.41}$$

$$\alpha_V = 1.025 = (TR_{CLV} / TR_{DLV})^{0.41}$$

Capacità della struttura in termini di Vita Nominale:

Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3) C_U : 2

Dati in input (domanda): Vita Nominale V_N (§2.4.1): 50 anni - Vita di Riferimento (§2.4.3) $V_R = V_N * C_U$

C_U : 100 anni

PV_R per SLV (definita in input): 10 %

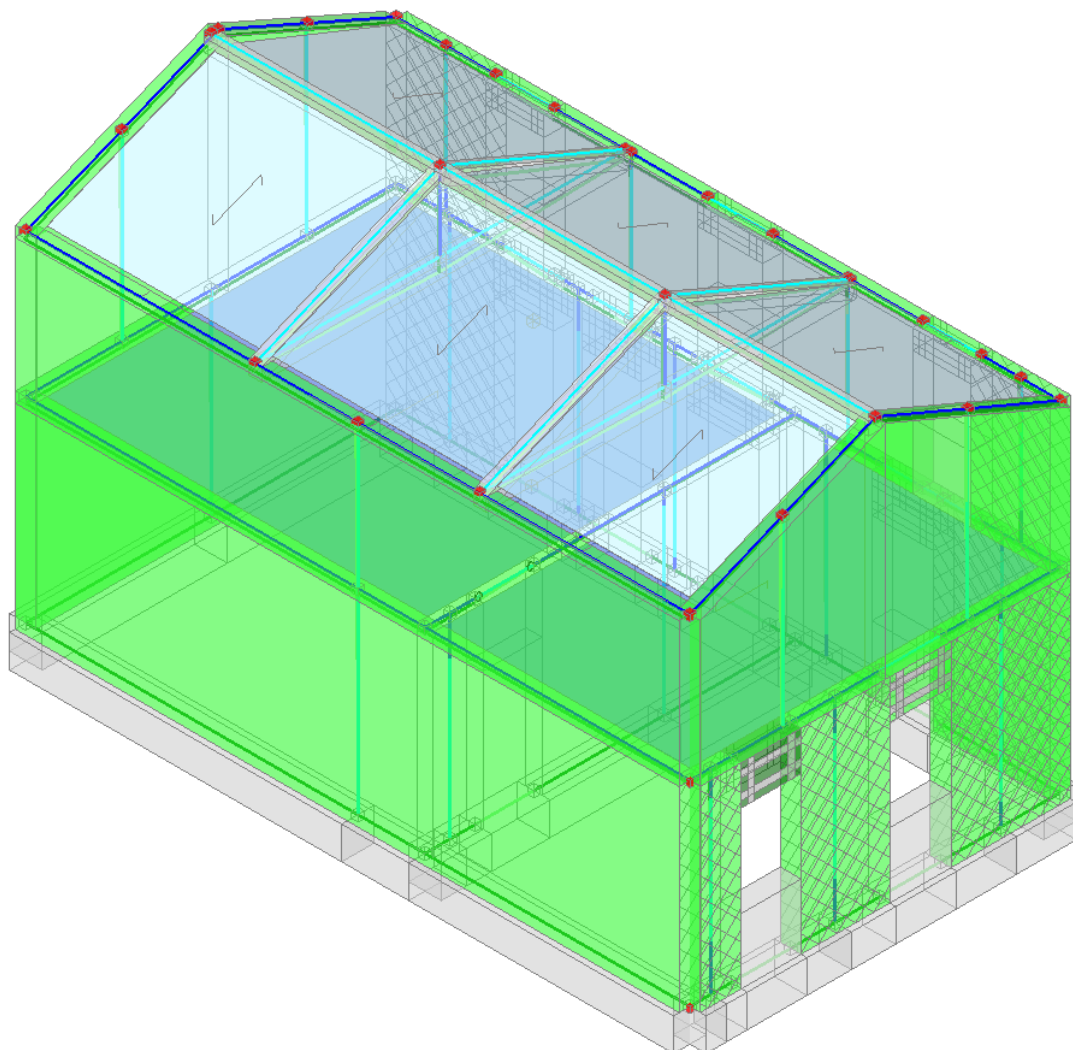
Dai risultati dell'analisi: capacità in termini di periodo di ritorno $TR_{CLV} = 1009$ anni

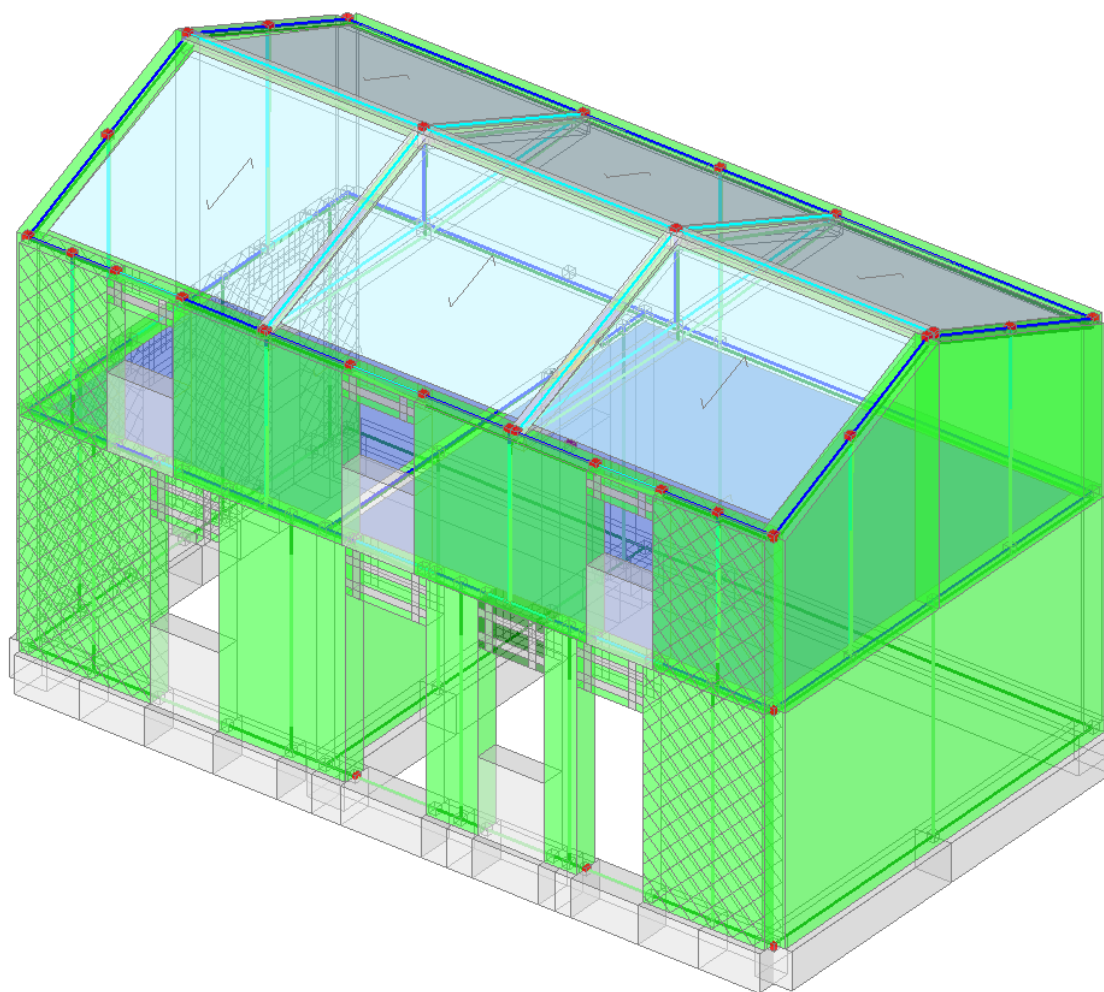
Dalla relazione: $TR = -V_R / \ln(1 - PV_R)$, ponendo $TR = TR_{CLV}$ e assumendo PV_R per SLV definita in input, seguono la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento (V_{RC}) e quindi di Vita Nominale (V_{NC}):

$V_{RC} = 106.3$ anni, $V_{NC} = 53.1$ anni

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Mt	aV,PGA	aV,TR	aD,PGA	aD,TR
1	<input type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	B	+X		1.469	2.608	3.968	24.505
2	<input type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	B	+Y		1.024	1.063	1.223	1.533
3	<input type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	E	+X		1.146	1.396	2.745	9.700
4	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	E	+Y		1.272	1.827	1.979	4.506

7.3 - SEDE PROTEZIONE CIVILE - PARETI RINFORZATE



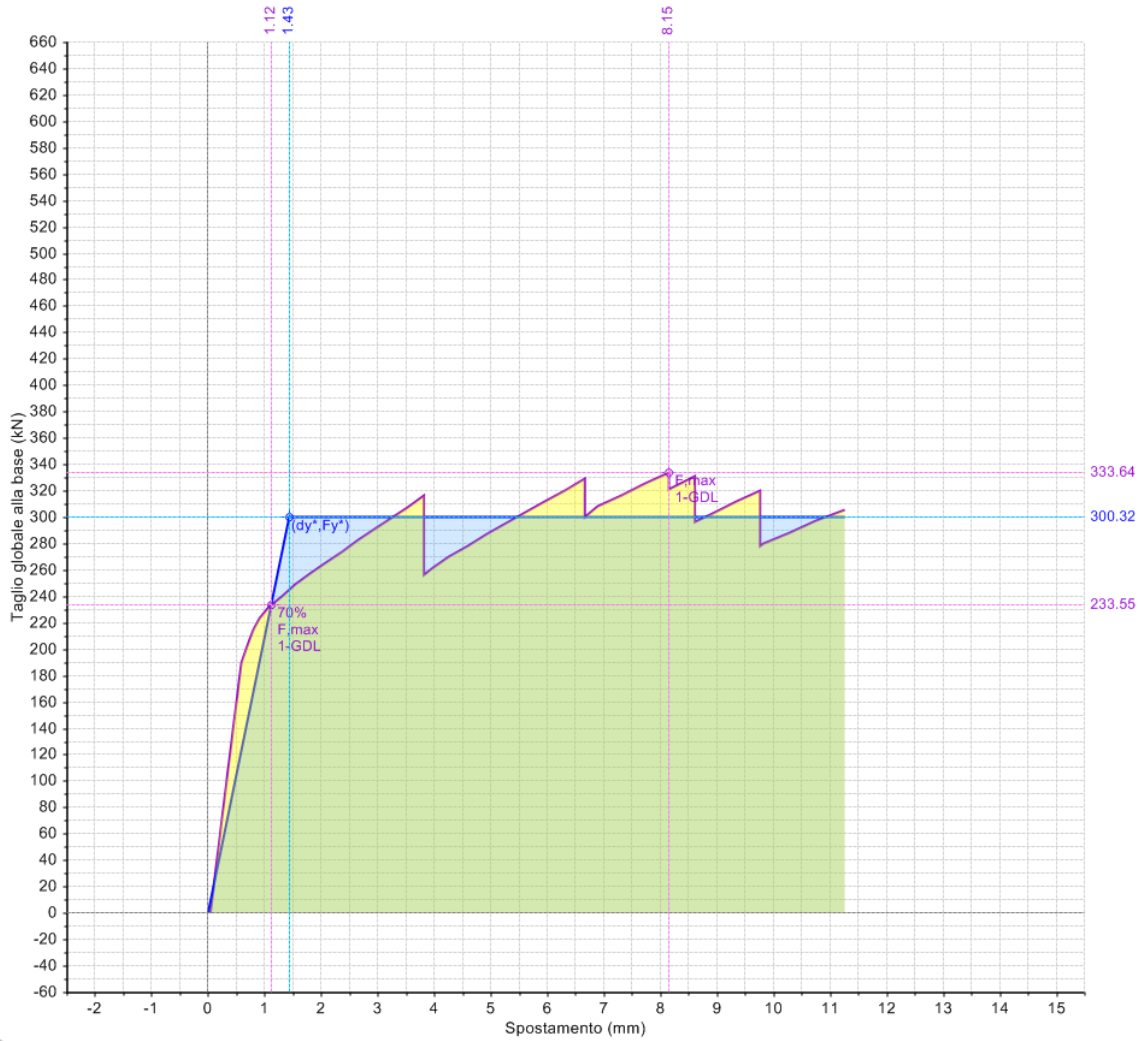


7.4 SEDE PROTEZIONE CIVILE - RISULTATI ANALISI PUSHOVER



RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
"SEDE COMUNALE DI POVEGLIANO E SEDE PROTEZIONE CIVILE" AI SENSI DEL D.M. 14.01.2008

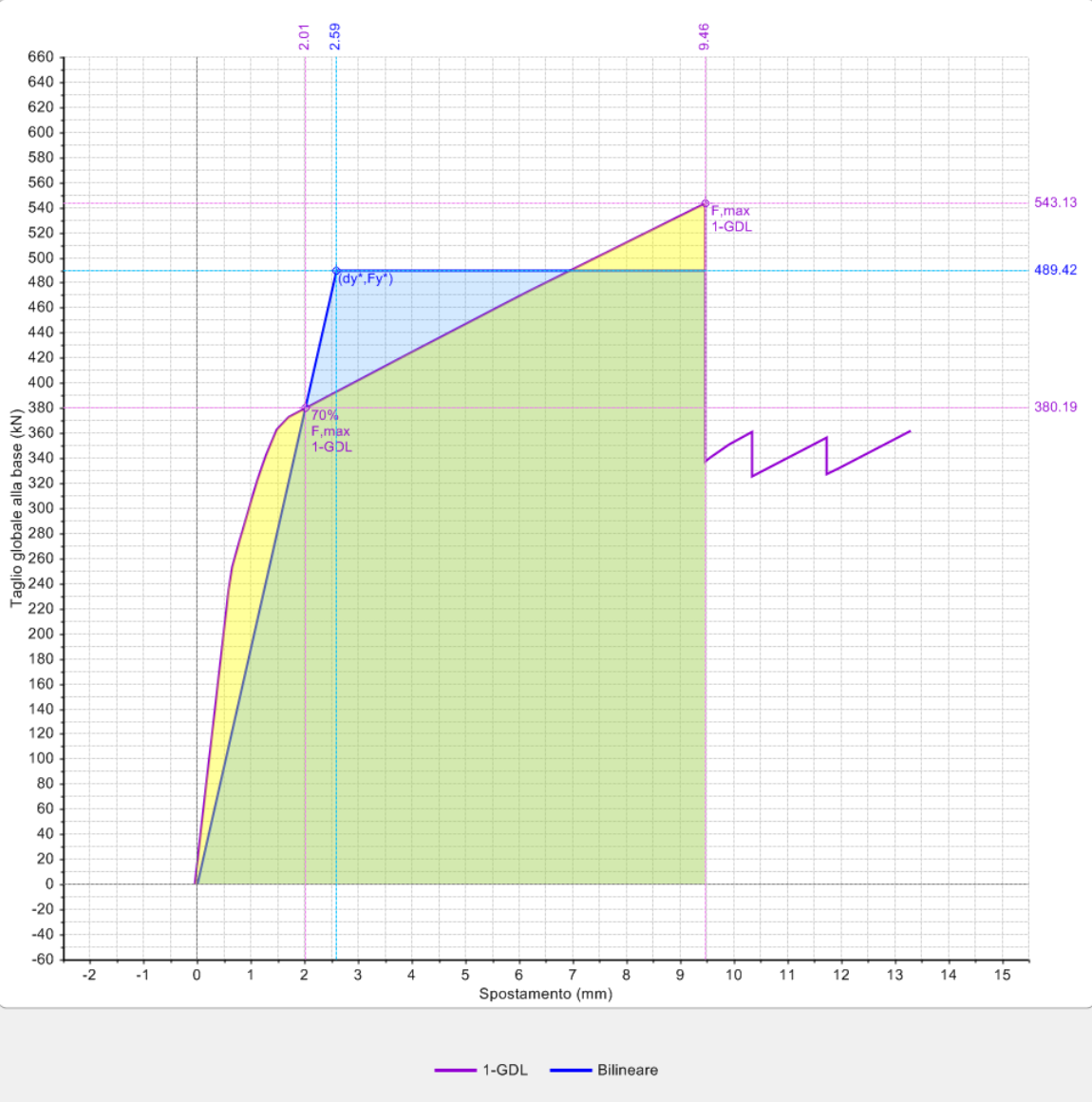
A, +Y: SLV: cap.=13.38 > dom.=8.78 ($q^* = 2.056 < 3$). SLD: cap.=9.68 > dom.=1.58

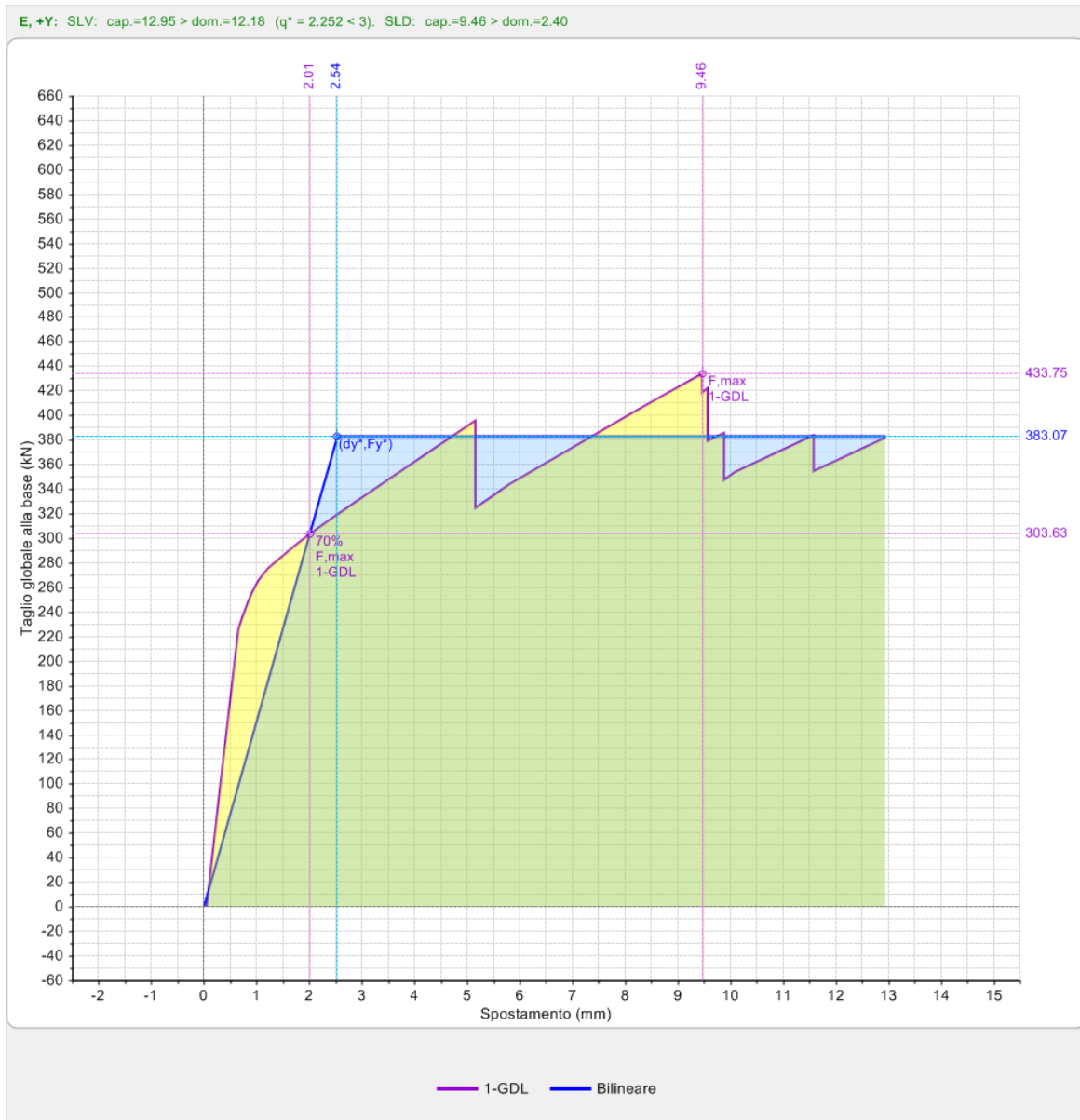


— 1-GDL — Bilineare

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
"SEDE COMUNALE DI POVEGLIANO E SEDE PROTEZIONE CIVILE" AI SENSI DEL D.M. 14.01.2008

E, +X: SLV: cap.=9.46 > dom.=8.35 ($q^* = 1.653 < 3$). SLD: cap.=9.46 > dom.=1.92





Determinazione dell'entità del miglioramento sismico complessivo dell'edificio

L'edificio risulta 'migliorato' qualora il valore dell'indicatore di rischio allo Stato dopo l'intervento sia maggiore rispetto allo Stato prima dell'intervento.(data di creazione della presente scheda: 27/11/2015 , 00:49:00)

Stato di Progetto (dopo l'intervento):

Nome del file corrispondente:

per Analisi globale: Povegliano_PC_Prog_muro

per Analisi cinematica: Povegliano_PC_Prog_muro

Classe d'uso della costruzione (§2.4.2): iV

Domanda: valori di riferimento delle accelerazioni e dei periodi di ritorno dell'azione sismica

Stato limite	Accelerazione (g)	T_{RD} (anni)
Stato Limite di Operatività (SLO)	$PGA_{DLO} = 0.072$	$T_{RDLO} = 60$
Stato Limite di Danno (SLD)	$PGA_{DLD} = 0.094$	$T_{RDLD} = 101$

Stato Limite di
 salvaguardia
 della Vita (SLV) **PGA_{DLV} = 0.254** T_{RDLV} = 949

Tipo di analisi strutturale: *2
 Analisi sismica statica non lineare (pushover)

Stato Attuale (prima dell'intervento):

Nome del file corrispondente:
 per Analisi globale: Povegliano_PC_Esist
 per Analisi cinematica: Povegliano_PC_Esist

Classe d'uso della costruzione: iV

Domanda: valori di riferimento delle accelerazioni e dei periodi di ritorno dell'azione sismica

Stato limite	Accelerazione (g)	T _{RD} (anni)
Stato Limite di Operatività (SLO)	PGA_{DLO} = 0.072	T _{RDLO} = 60
Stato Limite di Danno (SLD)	PGA_{DLD} = 0.094	T _{RDLD} = 101
Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)	PGA_{DLV} = 0.254	T _{RDLV} = 949

Tipo di analisi strutturale:
 Analisi sismica statica non lineare (pushover)

Edificio esistente: la sicurezza può valutarsi solo per SLU (SLV) [§8.3]

Capacità: accelerazione orizzontale di picco al suolo (PGA) e periodo di ritorno (TR)

PGA = accelerazione di picco al suolo su suolo rigido (roccia)

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE (SPOSTAMENTI):

Stato Limite di Operatività (SLO):

VERIFICA DI: Deformazione di danno

PGA_{CLO} (g)	0.095	Prima
α_{O,PGA}	1.319	dell'intervento
T _{RCLO} (anni)	104	
α _{O,TR}	1.741	

PGA_{CLO} (g)	0.206	Dopo
α_{O,PGA}	2.861	l'intervento
T _{RCLO} (anni)	572	
α _{O,TR}	9.541	

Stato Limite di Danno (SLD):

VERIFICA DI: Deformazione di danno

PGA_{CLD} (g)	0.094	Prima
α_{D,PGA}	1.000	dell'intervento
T _{RCLD} (anni)	100	
α _{D,TR}	0.999	

PGA_{CLD} (g)	0.206	Dopo
α_{D,PGA}	2.191	l'intervento
T _{RCLD} (anni)	572	
α _{D,TR}	5.669	

VERIFICHE DI RESISTENZA:

Stato Limite di Danno (SLD):

VERIFICA DI:	Resistenza nel piano del pannello	Deformazione nel piano del pannello	
PGA_{CLD} (g)	0.094	0.094	Prima
α_{D,PGA}	1.000	1.000	dell'intervento
T _{RCLD} (anni)	100	100	
α _{D,TR}	0.999	0.999	
PGA_{CLD} (g)	0.206	0.206	Dopo
α_{D,PGA}	2.191	0.191	l'intervento
T _{RCLD} (anni)	572	572	
α _{D,TR}	5.669	5.669	

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):

VERIFICA DI:	Resistenza nel piano del pannello	Deformazione nel piano del pannello	
PGA_{CLV} (g)	0.117	0.117	Prima
α_{V,PGA}	0.461	0.461	dell'intervento
T _{RCLV} (anni)	157	157	
α _{V,TR}	0.166	0.166	
PGA_{CLV} (g)	0.269	0.269	Dopo
α_{V,PGA}	1.059	1.059	l'intervento
T _{RCLV} (anni)	1097	1097	
α _{V,TR}	1.157	1.157	

Indicatori di rischio*6: Rapporto fra capacità e domanda:

Prima dell'intervento:

- in termini di PGA

$$\alpha_O = 1.319 = (PGA_{CLO} / PGA_{DLO}) - \alpha_D = 1.000 = (PGA_{CLD} / PGA_{DLD}) - \alpha_V = 0.461 = (PGA_{CLV} / PGA_{DLV})$$

- in termini di TR: (TR_C / TR_D)^a

> con a=1:

$$\alpha_O = 1.741 = (TR_{CLO} / TR_{DLO}) - \alpha_D = 0.999 = (TR_{CLD} / TR_{DLD}) - \alpha_V = 0.166 = (TR_{CLV} / TR_{DLV})$$

> con a=0.41:

$$\alpha_O = 1.255 = (TR_{CLO} / TR_{DLO})^{0.41} - \alpha_D = 1.000 = (TR_{CLD} / TR_{DLD})^{0.41} - \alpha_V = 0.479 = (TR_{CLV} / TR_{DLV})^{0.41}$$

Dopo l'intervento:

- in termini di PGA

$$\alpha_O = 2.861 = (PGA_{CLO} / PGA_{DLO}) - \alpha_D = 2.191 = (PGA_{CLD} / PGA_{DLD}) - \alpha_V = 1.059 = (PGA_{CLV} / PGA_{DLV})$$

- in termini di TR: (TR_C / TR_D)^a

> con a=1:

$$\alpha_O = 9.541 = (TR_{CLO} / TR_{DLO}) - \alpha_D = 5.669 = (TR_{CLD} / TR_{DLD}) - \alpha_V = 1.157 = (TR_{CLV} / TR_{DLV})$$

> con a=0.41:

$$\alpha_O = 2.521 = (TR_{CLO} / TR_{DLO})^{0.41} - \alpha_D = 2.037 = (TR_{CLD} / TR_{DLD})^{0.41} - \alpha_V = 1.062 = (TR_{CLV} / TR_{DLV})^{0.41}$$

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

"SEDE COMUNALE DI POVEGLIANO E SEDE PROTEZIONE CIVILE" AI SENSI DEL D.M. 14.01.2008

Entità del Miglioramento Sismico:

Rapporto fra Indicatori di rischio prima e dopo l'intervento, e Variazione dell'Indicatore di rischio nel passaggio dallo Stato Attuale allo Stato di Progetto:

- in termini di PGA:

Stato Limite	(α dopo / α prima)	(α dopo - α prima)
SLO	2.169	1.542
SLD	2.191	1.191
SLV	2.297	0.598

- in termini di T_R

Stato Limite	(α dopo / α prima)	(α dopo - α prima)
SLO	5.480	7.800
SLD	5.675	4.670
SLV	6.970	0.991

Capacità della struttura in termini di Vita Nominale:

Prima dell'intervento:

Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3) C_U : 2

Dati in input (domanda): Vita Nominale V_N (§2.4.1): 50 anni - Vita di Riferimento (§2.4.3) $V_R = V_R^*$
 C_U : 100 anni

PV_R per SLV (definita in input): 10 %

Dai risultati dell'analisi: capacità in termini di periodo di ritorno $TR_{CLV} = 158$ anni

Dalla relazione: $TR = -V_R / \ln(1 - PV_R)$, ponendo $TR = TR_{CLV}$ e assumendo PV_R per SLV definita in input, seguono la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento (V_{RC}) e quindi di Vita Nominale (V_{NC}):

$V_{RC} = 16.6$ anni, $V_{NC} = 8.3$ anni

Dopo l'intervento:

Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3) C_U : 2

Dati in input (domanda): Vita Nominale V_N (§2.4.1): 50 anni - Vita di Riferimento (§2.4.3) $V_R = V_R^*$
 C_U : 100 anni

PV_R per SLV (definita in input): 10 %

Dai risultati dell'analisi: capacità in termini di periodo di ritorno $TR_{CLV} = 1098$ anni

Dalla relazione: $TR = -V_R / \ln(1 - PV_R)$, ponendo $TR = TR_{CLV}$ e assumendo PV_R per SLV definita in input, seguono la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento (V_{RC}) e quindi di Vita Nominale (V_{NC}):

$V_{RC} = 115.7$ anni, $V_{NC} = 57.8$ anni

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Mt	aV,PGA	aV,TR	aD,PGA	aD,TR
1	<input type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	A	+X		1.469	2.608	3.968	24.505
2	<input type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	A	+Y		1.469	2.608	2.947	11.696
3	<input type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	E	+X		1.114	1.313	3.011	12.339
4	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	E	+Y		1.059	1.157	2.191	5.669

7.5 RISULTATI ANALISI STATICA LINEARE

Vengono considerati i soli risultati relativi alla pressoflessione ortogonale, alla capacità portante del terreno e agli spostamenti in quanto l’analisi pushover al paragrafo precedente sottopone a verifica rigorosa la struttura nei confronti della pressoflessione complanare e al taglio diagonale.

Come evidenziato dal minimo coefficiente di sicurezza 1.004 > 1.000 tutte le pareti risultano verificate a pressoflessione ortogonale. La capacità portante del terreno e la capacità in spostamento della struttura allo stato attuale risultano anch’esse ampiamente verificate.

Analisi Sismica Statica Lineare [§7.8.1.5.2]
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
 Verifiche di Resistenza
 Costruzione esistente, solo SLU [§8.3]: obbligatoria [§7.3.6.1, §7.8.2.2]

PressoFlessione Complanare [§7.8.2.2.1] 0.346 98.9%

Taglio per Scorrimento [§7.8.2.2.2]

Taglio per Fessuraz. Diagonale [§C8.7.1.5] 0.427 89.3%

PressoFlessione Ortogonale (da modello 3D)

PressoFlessione Ortogonale [§7.2.3] 1.004 100%

SL di tipo geotecnico (GEO): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1, §7.2.5] 2.068

SLE di Danno (SLD)
 Verifica degli Spostamenti
 Costruzione esistente, solo SLU [§8.3]: non obbligatoria [§7.3.7.2, §C7.3.7]
 (d,r / h),max ('per mille'): deve essere: < 3) = 0.329
 Coefficiente di sicurezza (= 3 / (d,r / h),max) = 9.119

Vai a: Resistenza SLD e Spostamenti SLD ...

Confronto fra Capacità e Domanda - Indicatori di rischio

PGA,DLV = 0.222 g - TR,DLV = 949 anni - P,VR, DLV = 10 %
 Indicatori di rischio (alfa),V

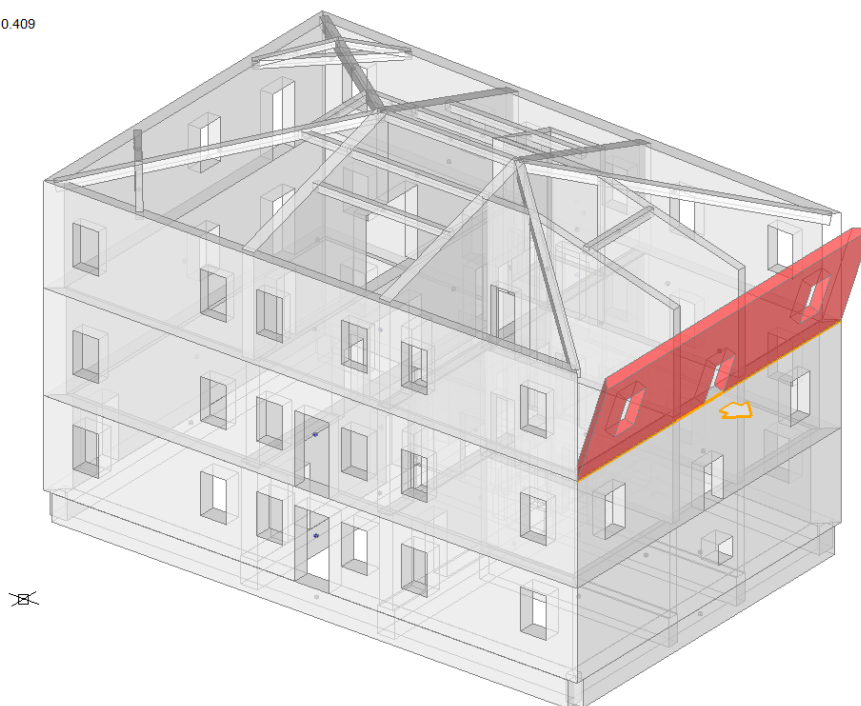
PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PVR,CLV (%)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV
0.051	<=30	96.433	0.230	0.032
Resistenza e Deformazione nel piano :				
0.222	951	9.979	0.999	1.002
Resistenza fuori piano :				
Capacità limite del terreno :				
0.290	>=2475	3.960	1.306	2.608
Valori minimi degli Indicatori di rischio (alfa),V =			0.230	0.032
PGA,CLD (g)	TR,CLD (anni)	PVR,CLD (%)	PGA,CLD / PGA,DLD	TR,CLD / TR,DLD
0.290	>=2475	3.960	3.169	24.505
Deformazione di danno :				

8.0 CINEMATISMI

8.1 STATO ATTUALE

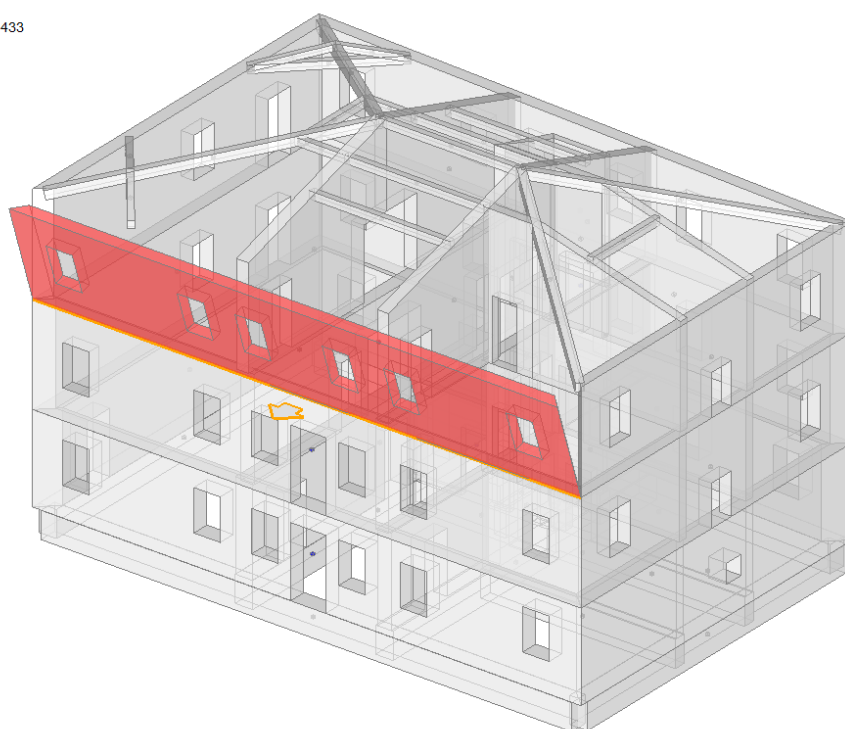
01. Cin_1
Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.101$

■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.104 / 0.254 = 0.409$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 123 / 949 = 0.130$

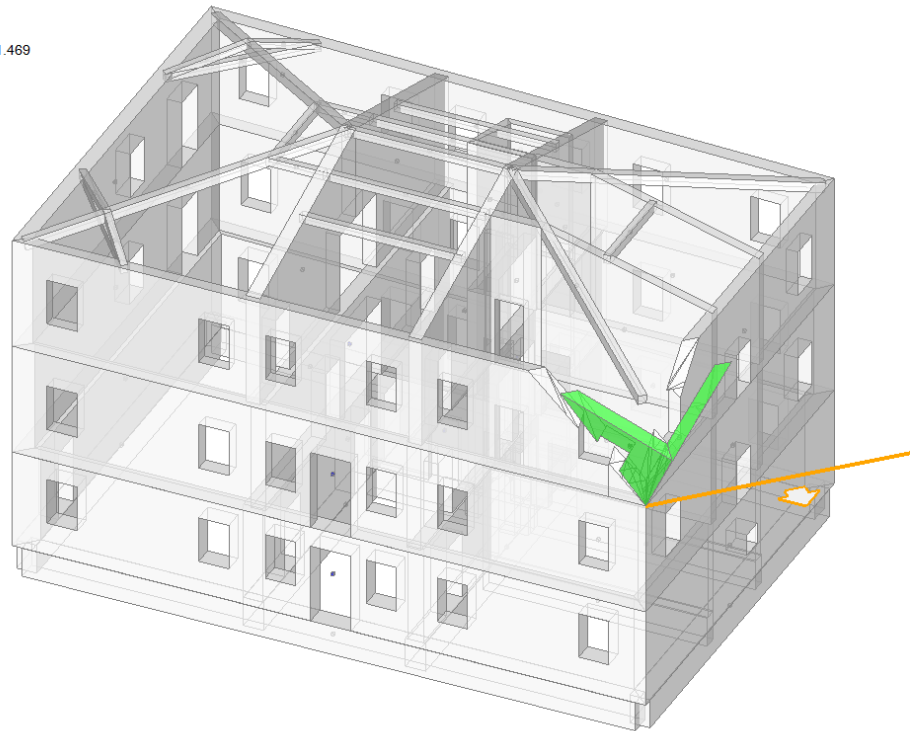


02. Cin_2
Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.105$

■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.110 / 0.254 = 0.433$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 139 / 949 = 0.146$



03. Cin_3
Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.404$
■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.373 / 0.254 = 1.469$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$



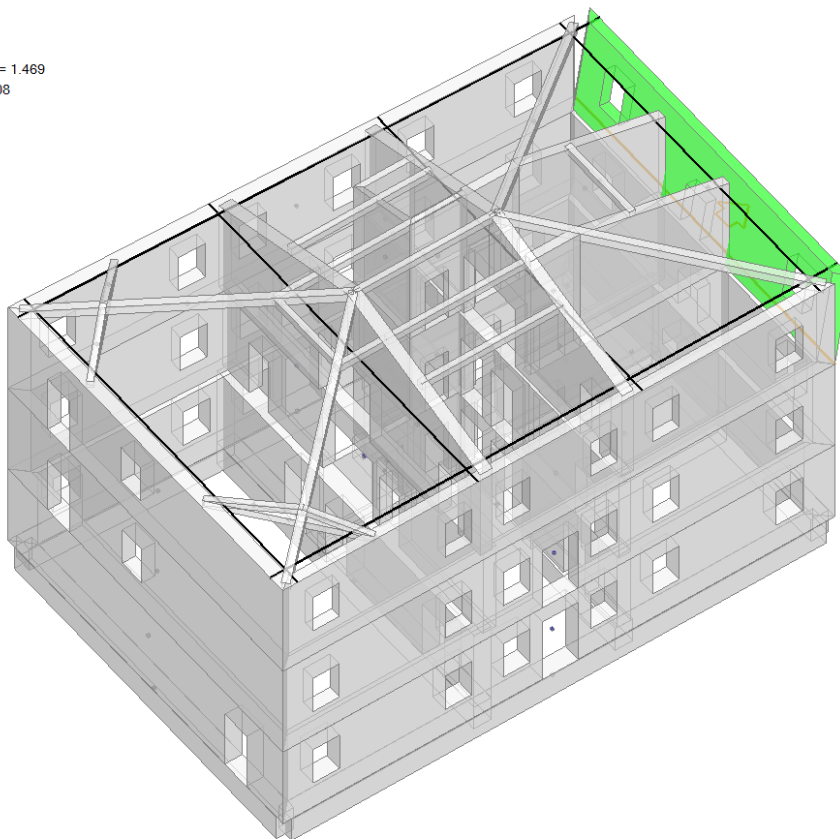
Sono stati ipotizzati tre tipi di cinematismo di ribaltamento semplice. In assenza di tirantatura due di questi non sono verificati (in rosso) con una rapporto tra capacità e domanda pari a $0,409 < 1,0$.

Vengono quindi inserite le tirantature con precarico di circa 16kN. Le verifiche cinematiche sono soddisfatte: il rapporto finale tra capacità e domanda ottenuto diventa $C/D = 1.469 > 1,0$ - Verificato

8.2 STATO DI PROGETTO

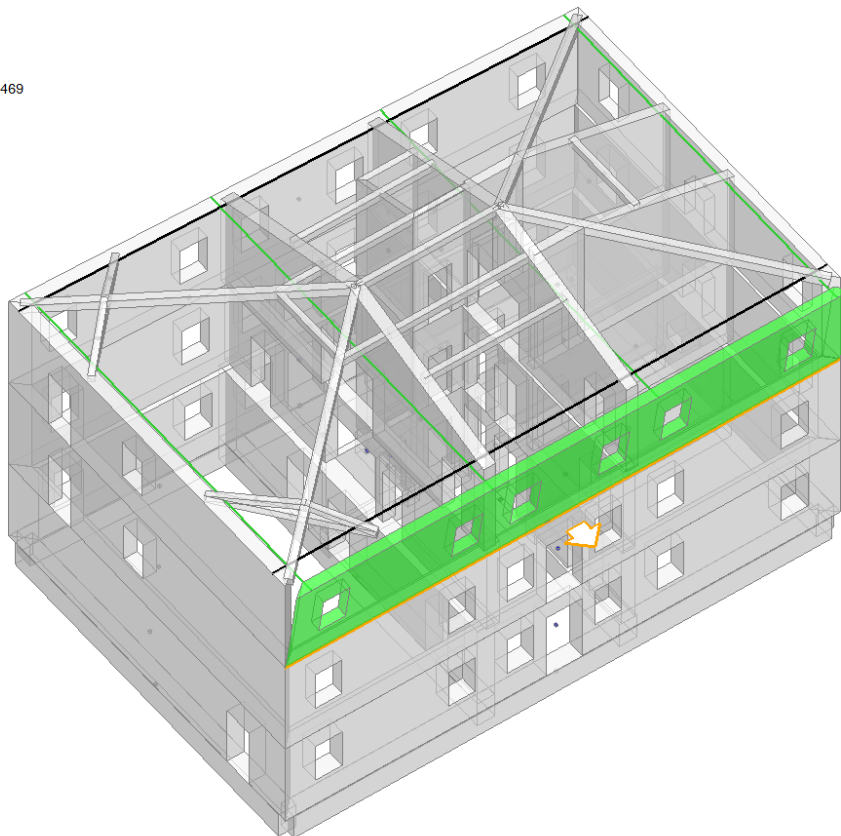
01. Cin_1
Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.314$

■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.373 / 0.254 = 1.469$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$



02. Cin_2
Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.385$

■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.373 / 0.254 = 1.469$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$



9.0 CONCLUSIONI

Il complesso edificato, oggetto della valutazione della sicurezza ai sensi del D.M.14/01/2008, è costituito dalla sede comunale e dalla sede Protezione Civile; le due unità sono strutturalmente collegate.

La verifica è stata condotta analizzando la risposta ultima e di esercizio sismica e statica dell'edificio.

Le prove svolte in situ sulla muratura dell'edificio della vecchia sede comunale hanno permesso di stimare la resistenza della muratura attraverso la definizione dello stato tensionale e del carico di prima fessurazione e rottura della muratura stessa.

In base ai rilievi geometrici effettuati, alle verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi, noti anche parzialmente dai disegni costruttivi originali, e a indagini in situ estese, viene considerato raggiunto per l'edificio in oggetto il livello di conoscenza LC2 (C8A DM 1401/2008).

Analisi sismica ultima (SLV $P_{VR}= 10\%$)

L'intero complesso edificato è stato classificato come strategico (classe IV) e quindi sottoposto ad una accelerazione sismica massima al sito (bedrock) $ag/g = 0.190$ (SLV $P_{VR}= 10\%$) ai sensi del D.M.14/01/ 2008.

L'analisi sismica dello stato attuale ha evidenziato una risposta, in termini di resistenza strutturale, solo in parte accettabile per l'edificio in muratura.

In particolare, analizzando l'edificio di originaria costruzione, le sottofondazioni sono risultate adeguate al contenimento delle pressioni al suolo durante l'evento sismico. Le fasce di piano sono complessivamente adatte al collegamento dei maschi murari, verificando la richiesta di resistenza a fessurazione diagonale. I maschi murari hanno risposto positivamente alle verifiche a pressoflessione deviata e ribaltamento nel piano, ma la struttura del maschio murario ha mostrato sofferenza strutturale se sottoposta a ribaltamento fuori piano e soprattutto a taglio nel piano della muratura.

Le azioni di taglio sulla muratura causate dal sisma sono particolarmente elevate in direzione trasversale. Inoltre il collegamento strutturale tra i due edifici comporta una non omogenea distribuzione delle azioni taglianti sui pannelli murari trasversali, concentrando i valori più alti di tali azioni in corrispondenza delle estremità delle murature.

A causa di questa inadeguatezza strutturale che coinvolge la costruzione in muratura, il complesso, con le prescrizioni strutturali previste dal progetto originario, è in grado di resistere ad un'azione sismica orizzontale massima al sito $ag/g=0,117$ pari a circa il 60%

in meno di quella prevista dal D.M. 14/01/2008 per un edificio classificato strategico in classe IV.

Riportando i risultati secondo quanto prescritto dall'OPCM 8 lug 2004 n° 3362

$$\alpha_u = \text{PGA}_{DS} / \text{PGA}_{\text{rif } DS} = 0,461$$

Il contenimento di tali azioni sismiche viene, nello stato di progetto, realizzato attraverso l'applicazione di intonaco armato in corrispondenza delle pareti indicate ai paragrafi precedenti.

La struttura del maschio murario sottoposte a ribaltamento fuori piano sono state, nello stato di progetto, vincolate attraverso l'applicazione di tirantature attive di piano.

In conclusione, gli interventi sopra descritti sono sufficienti al contenimento delle azioni sismiche previste per una costruzione classificata strategica in classe IV ($a_g = 0.190$ a/g SLV $P_{VR} = 10\%$) .

Analisi sismica al limite del danno (SLD $P_{VR} = 63\%$)

L'edificio ha dimostrato di essere in possesso di una buona rigidezza complessiva pur non avendo una sufficiente superficie resistente all'azione sismica. Questa analisi dimostra una disposizione ottimale delle aree di taglio della muratura (distanti dal centro di rotazione)

I valori del drift massimo di piano viene di seguito riportato

$$0.88\text{cm} < 0,003h = 1,36\text{cm} \text{ come prescritto al punto C8.7.1.4 della norma.}$$

Riportando i risultati secondo quanto prescritto dall'OPCM 8 lug 2004 n° 3362

$$\alpha_e = \text{PGA}_{DL} / \text{PGA}_{\text{rif } DL} = 0,094 / 0,094 = 1,00$$