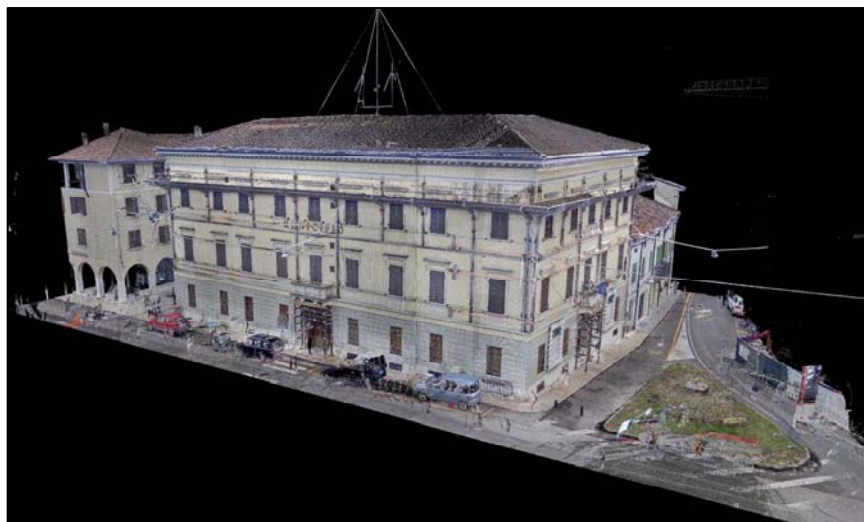




# COMUNE DI QUISTELLO



INTERVENTO DI RIPRISTINO DEI DANNI SISMICI,  
MIGLIORAMENTO SISMICO, RESTAURO ARCHITETTONICO,  
COMPRESI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO IMPIANTI ED  
EFFICIENTAMENTO ENERGETICO

## PROGETTO ESECUTIVO

ELABORATO <b>TAV. ST 3C</b>	<b>OPERE STRUTTURALI</b> RELAZIONE DI CALCOLO MECCANISMI DI COLLASSO	SCALA
<b>PROGETTAZIONE</b> <b>ARCH. STEFANO RIGHI</b> ISCRIZIONE ORDINE DEGLI ARCHITETTI DI MANTOVA N. 275		
<b>PROGETTAZIONE STRUTTURE</b> <b>ING. LUCA SIGNORINI</b> ISCRIZIONE ALL'ALBO DEGLI INGEGNERI DI MANTOVA N. 972		
<b>PROGETTAZIONE IMPIANTI MECCANICI</b> <b>ING. PAOLO LOTTI</b> ISCRIZIONE ALL'ALBO DEGLI INGEGNERI DI MANTOVA N. 804		
<b>PROGETTAZIONE IMPIANTI ELETTRICI</b> <b>P.I. ALESSANDRO NEGRINI</b> ISCRIZIONE ALL'ALBO DEI PERITI INDUSTRIALI DI MANTOVA N. 900		
<b>ESECUZIONE DEI RILIEVI</b> <b>GEOGRA</b> via Indipendenza, 106 SERMIDE (MN) 0386-62628 <a href="http://www.geogra.it">www.geogra.it</a> e-mail: <a href="mailto:info@geogra.it">info@geogra.it</a>		IL-RESPONSABILE-DEL-PROCEDIMENTO
DATA 19-12-2016	REVISIONE	ARCHIVIO

OGGETTO

**RECUPERO FUNZIONALE  
DELLA RESIDENZA MUNICIPALE DI PIAZZA MATTEOTTI N. 1  
A SEGUITO DEI DANNI RIPORTATI CON GLI EVENTI SISMICI DEL 2012**

COMMITTENTE

Comune di Quistello  
Piazza Matteotti n. 1, 46026 Quistello (MN)

**PROGETTO ESECUTIVO**

MECCANISMI DI COLLASSO

**STATO DI FATTO E DI PROGETTO**

Borgo Virgilio, 19/12/2016

IL TECNICO

Ing. Luca Signorini

## Sommario

Premessa .....	3
B) Descrizione generale della struttura .....	5
B.1) Descrizione della struttura esistente.....	5
B.2) Descrizione degli interventi previsti .....	6
B.2.1) Interventi in Palazzo Viani .....	6
B.2.2) Interventi nella ex Casa del Custode.....	6
C) Normativa tecnica di riferimento .....	7
D) Procedura e metodo di analisi .....	7
D.1) Procedura per la valutazione della sicurezza o vulnerabilità sismica.....	7
D.2) Metodo di analisi .....	8
E) Definizione dei carichi di progetto .....	10
E.1) Azione Sismica e fattore di struttura $q$ .....	10
E.2) Azione del vento .....	11
E.3) Azione della neve .....	11
E.4) Carichi superficiali applicati al modello di calcolo.....	12
E.5) Carichi lineari applicati al modello di calcolo .....	16
F) Combinazioni di carico .....	16
F.1) Condizioni elementari di carico .....	16
F.2) Combinazioni di carico impiegate .....	16
G) Descrizione dei materiali strutturali .....	16
G.1) Materiali muratura .....	16
H) Criteri di modellazione .....	17
H.1) Descrizione del software .....	17
H.2) Modellazione svolta .....	17
I) Strutture di fondazione .....	18
L) Criteri di verifica adottati in presenza di azione sismica.....	18
M) Risultati dell'analisi dei meccanismi di collasso .....	18
M.1) Fattori di accelerazione riferiti allo stato di fatto.....	19
M.2) Fattori di accelerazione riferiti allo stato di progetto.....	19
M.3) Accettabilità dei risultati e affidabilità del codice di calcolo .....	21
N) Allegati .....	21

## Premessa

Per meglio contestualizzare le verifiche di seguito descritte, viene ripreso quanto indicato nella “Relazione tecnica specialistica”, in merito ai danneggiamenti riportati dalle murature dell'edificio.

Le murature della ex Casa del Custode, per la loro limitata altezza e per la presenza di solai sufficientemente rigidi, hanno riportato un danneggiamento minimo e limitato ad alcuni architravi di porte e finestre.

Le murature di Palazzo Viani presentano invece lesioni di gravità crescente, salendo di piano. Le lesioni sono apparse diffuse e gravi negli architravi di porte e finestre, in martelli murari ed in corrispondenza di elementi di discontinuità, come canne fumarie, porte o finestre tamponate.

Il quadro fessurativo, riportato nello specifico allegato grafico, evidenzia chiaramente come le lesioni siano da imputare alla sostanziale mancanza di piani rigidi e quindi, alla mancanza di un comportamento globale della struttura muraria. Infatti, in assenza di sistemi di piano in grado di garantire una adeguata collaborazione scatolare della struttura muraria, ciascuna parete, caricata dalle masse e carichi di propria pertinenza, risulta sollecitata, a seconda della direzione dell'azione sismica, da azioni di taglio e flessioni agenti nel piano della parete o agenti fuori piano.

Nel primo caso (azioni agenti nel piano), la singola parete reagisce nel suo insieme, ridistribuendo longitudinale le azioni e sollecitando a flessione i singoli maschi murari e gli architravi di porte e finestre appartenenti alla parete stessa, con lesioni tendenzialmente inclinate o conformate a “X”.

Nel secondo caso invece (azioni agenti fuori piano) la muratura è sollecitata trasversalmente al proprio piano e tende a ribaltarsi. Il meccanismo trova opposizione solo nell'azione stabilizzante del peso proprio della parete, nelle connessioni presenti in incroci con pareti trasversali e in eventuali ancoraggi presenti a solaio o copertura. Vista l'assenza di questi ultimi, le pareti hanno manifestato la tendenza al distacco dai solai interni, specialmente nei punti in cui sono maggiormente deboli gli ancoraggi con murature interne trasversali (angolate e martelli).

Questo fenomeno di collasso è risultato particolarmente evidente in quattro diverse pareti dell'edificio:

a) parete est della Sala Consigliare (nodi 8-14-24):

la parete è stata interessata da importanti rotazioni fuori piano rilevate a partire dal 2° solaio. Il meccanismo di collasso è stato accentuato dall'assenza di pareti interne e per la presenza, nelle pareti trasversali di facciata, di finestre e di canne fumarie, poste nelle immediate vicinanze dello spigolo. Il danneggiamento è risultato particolarmente grave nell'angolo sud-est, in quanto, la parete sud, di spessore pari a sole tre teste, risultata interrotta dalla canna fumaria che ne occupa quasi interamente lo spessore. Nella parete nord, invece, il problema è risultata meno evidente, in quanto, pur essendo ancora presente una canna fumaria, lo spessore della muratura è di quattro teste;

b) parete sud tra vano scala, corridoio e Sala Consigliare (nodi 20-21-22-23):

la parete è stata interessata da rotazioni fuori piano a partire dal 2° solaio. Il danneggiamento, meno importante ed evidente del precedente, è stato aggravato dalla presenza di soffitti a volta ed aperture ad arco presenti nelle pareti trasversali interne, la cui azione spingente si è sommata ai carichi sismici associati alla massa muraria della parete di facciata. A questo si è aggiunta la migrazione di masse sismiche provenienti dalla Sala Consigliare, le cui pareti esterne, essendo più deformabili, hanno trovato un punto rigido in corrispondenza delle volte del 3° solaio dell'adiacente corridoio (stanza 64). Il danneggiamento si è localizzato nel martello del nodo 22 e negli architravi a volta delle aperture presenti nelle murature interne;

c) parete nord con uffici (nodi 1-2-3-4):

la parete è stata interessata da rotazioni fuori piano a partire dal piano terra. Il meccanismo è stato aggravato dalla presenza, nelle murature interne e a tutti i piani, di porte, anche tamponate, che hanno reso vano l'ancoraggio fornito dalle pareti trasversali interne. Inoltre, la struttura dei solai, presentando l'orditura principale in appoggio alle pareti interne, non ha fornito alcun contributo di ancoraggio. Per questi motivi il meccanismo ha potuto attivarsi sin dal piano terra e con gravi lesioni in tutti gli architravi delle porte interne. Nel piano sottotetto è inoltre ben evidente il distacco subito dal martello murario in corrispondenza del nodo 3;

d) parete nord tra scala, corridoio e Sala Consigliare (nodi 4-5-6-7-8):

la parete è stata interessata da meccanismi di collasso e carenze, simili a quanto già indicato al precedente punto b) ma con attivazione già a partire dal primo piano a causa della maggiore massa sismica della parete di facciata;

e) parete ovest tra uffici e corridoio (nodi 1-15-18-30):

la parete è stata interessata da contenute rotazioni fuori piano rilevate a partire dal 2° solaio. Il meccanismo di collasso è stato contenuto dalla presenza di pareti interne prive di aperture in prossimità del nodo murario e dalla presenza di solai con orditura principale in appoggio alla parete esterna. La rilevante massa muraria della facciata ha comunque determinato, a partire dal 2° solaio, il distacco delle pareti interne in corrispondenza dei martelli: ben visibile nel nodo 15 a cui si associa anche il diffuso danneggiamento della vicina finestra. Il danno appare particolarmente evidente in questo nodo in quanto, nel piano sottotetto, la muratura interna non è presente, con conseguente sovraccarico del martello del nodo 18 posto nel sottotetto ed incremento delle deformazioni fuori piano in corrispondenza del nodo 15 e della vicina finestra.

Nelle pareti interne, come in quelle di facciata, si sono riscontrate numerose aperture tamponate e nicchie che costituiscono discontinuità nella tessitura muraria ed indeboliscono la struttura resistente. Tali elementi sono generalmente ben visibili in quanto associati a lesioni ben definite, ad andamento rettilineo, che delimitano il perimetro di tali discontinuità.

La presenza di queste carenze costruttive, di ampie porte e finestre, assieme ad una muratura con modeste resistenze meccaniche, ha determinato un diffuso quadro fessurativo associato a lesioni di ampiezza generalmente limitata (circa 1-3 mm), ma spesso ramificate e multiple, specialmente in architravi di porte e finestre, in cui quindi, il distacco complessivo tra le murature collegate, assume una rilevanza maggiore ed in molti casi prossima o superiore ad 1 cm.

Il sistema murario, pur massiccio e dotato di elementi "forti", ha complessivamente evidenziato una carenza nel comportamento scatolare d'insieme determinata dalla tipologia di solai e di copertura e dalla intrinseca mancanza di un comportamento a diaframma degli impalcati. La mancanza di un comportamento scatolare si è evidenziata specialmente negli elementi di maggior debolezza, come il vano scala con ascensore e la Sala Consigliare, che, a causa della propria conformazione geometrica e strutturale, hanno subito i danni maggiori.

Mentre la risposta strutturale nei confronti di azioni agenti nel piano delle murature, viene definita attraverso analisi di tipo globale, la risposta nei confronti di azioni agenti fuori piano, viene definita, invece, mediante l'analisi cinematica dei meccanismi di collasso rilevati e sopra descritti.

Nel seguito verrà appunto affrontata l'analisi di questi meccanismi.

## A) Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche del sito

L'edificio oggetto di analisi è costituito dall'antico complesso di Palazzo Viani, risalente alla prima metà del XIX sec. Il palazzo si compone di due corpi di fabbrica distinti, strutturalmente caratterizzati da murature connesse e contigue, a fronte di una differente altezza complessiva.

Il corpo principale, attuale sede municipale del Comune di Quistello, è costituito dalla parte "nobile" dell'antico palazzo, presenta una conformazione planimetrica ad "L" ed uno sviluppo altimetrico di quattro piani fuori terra, presenti nell'intero suo sviluppo planimetrico.

Il corpo secondario, attuale sede della Polizia Municipale, è costituito dal nucleo delle antiche scuderie e magazzini dell'antico palazzo. Della originaria conformazione edilizia, restano, a seguito di numerose e radicali modifiche, solamente la struttura delle murature portanti principali. L'edificio presenta una planimetria di tipo rettangolare organizzata in due piani fuori terra, collegati alle murature dell'adiacente Palazzo Viani.

I due corpi distinti disegnano un edificio con pianta a "C" che delimita, verso nord, l'intero isolato.

Per un maggior dettaglio dell'evoluzione storica del complesso edilizio, si rimanda alla "Relazione Tecnica Specialistica".

La conformazione strutturale dei due corpi di fabbrica, è caratterizzata da altezze massime fuori terra diversificate, murature con medesima tipologia (muratura in mattoni pieni e malta di calce) connesse e contigue, primo solaio posto alla medesima quota, secondo solaio posto a quote differenti (dislivello circa 1.5 m) e solai con conformazione strutturale diversificata (legno con cappa collaborante nel corpo principale e laterocemento nel corpo secondario). Per un maggior dettaglio delle caratteristiche costruttive si rimanda alla "Relazione Tecnica Specialistica".

Lo stato di danno ha evidenziato, nella sola parete esterna ad est su strada, la presenza di una lesione di distacco, di ampiezza pari a pochi millimetri, che evidenzia un parziale comportamento disgiunto dei due corpi di fabbrica. Non si sono rilevate analoghe lesioni nei punti di contatto con gli edifici confinanti vicini, sia nel corpo di fabbrica principale su piazza Matteotti all'imbocco con via Cesare Battisti, che in quello secondario con l'edificio che a sud delimita in lortile interno, evidenziando così un comportamento omogeneo con gli edifici vicini.

Per quanto sopra esposto e per assecondarne il naturale comportamento deformativo, nello stato di progetto, l'edificio in esame è stato suddiviso in due distinte unità strutturali (analizzate separatamente) mediante l'inserimento di un giunto strutturale tra il nucleo di Palazzo Viani e le Ex Scuderia.

Le caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito sono indicate nella allegata relazione geologica. Dal punto di vista sismico, il terreno viene classificato come appartenente alla categoria C, in quanto le indagini svolte hanno evidenziato una velocità  $V_s$  compresa nell'intervallo 180-360 m/s.

## **B) Descrizione generale della struttura**

### **B.1) Descrizione della struttura esistente**

Come diffusamente descritto nella “Relazione Tecnica Specialistica”, l'edificio esistente presenta una conformazione planimetrica a “C” con dimensioni in pianta di circa 32x24 m, si sviluppa per complessivi quattro piani fuori terra, per una altezza media in gronda di circa 14.8 m e si compone dei seguenti elementi strutturali portanti principali:

- murature in mattoni pieni di laterizio, legati con malta a base di calce di scarse caratteristiche meccaniche e di spessore variabile da un minimo di due (circa 28 cm) ad un massimo di quattro teste (circa 55 cm);
- primo, secondo e terzo solaio fuori terra, presentano una struttura con travi principali in legno intervallate da travi in acciaio, travetti secondari in legno, bastoni e tavelle in cotto o assito con soprastante soletta collaborante in c.a. e pavimentazione in piastrelle posate su sottofondo. Localmente, in alcune stanze sono presenti solai in c.a. tipo “Varese” con tavelloni e cappa in calcestruzzo;
- i corridoi presentano una struttura a volta ribassata composta da mattoni pieni posati “di piatto”, con riempimento alle reni in materiale sciolto composto da ciotolodi media pezzatura ed inerti leggeri tipo Leca. Il piano è costituito da una soletta in c.a. su cui è posato direttamente il sottofondo del pavimento;
- il soffitto della sala consigliare è costituito da un solaio ligneo composto da travi parallele e ravvicinate di sezione snella con assito, la cui pedonabilità è garantita per sola manutenzione ed ispezione. Il solaio è posto a ridosso della catena delle capriate del tetto;
- la copertura, recentemente ristrutturata nel 2005, presenta una finitura composta da uno strato coibente, una ondulina sottocoppo e manto di copertura in coppi. Dal punto di vista strutturale si distinguono due diverse zone:
  - ad est del vano scala e per l'intera estensione planimetrica della sala consigliare, è ancora presente la struttura di tipo tradizionale ed originaria del tetto, composto da due capriate e cantonali, terzere e travetti minuti a sostegno dell'assito di tamponamento del piano di falda;
  - ad ovest del vano scala e per l'intera zona della soffitta praticabile, la copertura è stata ricostituita e riorganizzata negli anni '80 del secolo scorso, introducendo una struttura portante in legno lamellare, composta da puntoni e terzere rompitratta, su cui poggiano i travetti portanti ed il successivo assito composto da perline.

I solai intermedi, pur essendo dotati di una soletta collaborante armata, hanno evidenziato due problematiche di rilievo dal punto di vista del comportamento antisismico:

- la rete di armatura delle solette è stata posata a stretto contatto con il piano portante sottostante (assito o tavelle in laterizio), risultando così poco efficace nei confronti della realizzazione di un piano rigido;
- non è presente alcun elemento di collegamento tra le solette di piano e le murature portanti o tra le solette di locali adiacenti, così che ciascuna stanza di è comportata come un piano semirigido disgiunto dagli altri;
- travi e travetti portanti dei solai non presentano dispositivi di ancoraggio alle murature di appoggio.

Il piano interrato, presente nella sola parte corrispondente alla seconda tipologia di copertura, presenta strutture murarie massicce e di elevato spessore. Il soffitto è composto da volte in muratura con mattoni posati di coltello e con geometria a tutto sesto. Nella sola zona sud-ovest è presente un ambiente con struttura con quattro volte a crociera ribassate, con mattoni posati di piatto ed in appoggio, al centro, su una colonna in muratura.

In merito alle fondazioni, non sono stati svolti sondaggi mediante scavi diretti, ma solamente indagini con georadar, che hanno evidenziato la quasi totale assenza di ringrossi nelle murature interrate. Le fondazioni non hanno comunque evidenziato alcun segno di cedimento o assestamento.

Le scale sono costituite da una struttura a gradini a sbalzo incastrati nelle murature perimetrali, consolidati in passato mediante una struttura di travi metalliche a ginocchio, che fungono da appoggio interno per gli scalini delle diverse rampe presenti. I pianerottoli intermedi sono composti da semplici lastre di marmo appoggiate lungo l'intero perimetro nei muri portanti e sono privi di opere di presidio o di rinforzo strutturale.

L'interferenza con le unità strutturali adiacenti (edifici vicini) è, non rilevante nei confronti delle analisi dei meccanismi di collasso.

Trattandosi di una analisi della vulnerabilità, svolta per macro elementi (singole pareti), sia nello stato di fatto che in quello di progetto, in questo secondo caso è stato introdotto il contributo fornito dagli interventi progettati.

Ai sensi del cap. 7.8.1.3 delle NTC 2008, la tipologia strutturale è classificabile come “costruzione in muratura ordinaria a due o più piani” con geometria e rigidezze non regolari, sia in pianta che in alzato.

## **B.2) Descrizione degli interventi previsti**

Gli interventi previsti e descritti nel seguito, mirano, oltre che alla riparazione dei danni rilevati e conseguenti agli eventi sismici, ad introdurre nuove o migliori risorse resistenti, per conseguire il miglioramento sismico richiesto per edifici destinati ad accogliere gli uffici della Amministrazione Comunale. Trattandosi di un edificio vincolato dalla Soprintendenza per i Beni Artistici ed Ambientali, gli interventi potranno essere eseguiti solo a seguito di approvazione degli stessi e potranno limitarsi al solo miglioramento sismico dell'edificio.

Per ciascuna delle seguenti categorie di interventi, verrà indicata la specifica funzione da questi svolta, nei riguardi del miglioramento sismico locale o globale dell'edificio.

Per un maggior dettaglio in merito agli interventi previsti si rimanda alla "Relazione tecnica specialistica".

Nel seguito saranno indicate le funzioni, che ciascuna tipologia di intervento prevista, assolve nei confronti della mitigazione di carenze di resistenza nell'ambito dei meccanismi di collasso.

### **B.2.1) Interventi in Palazzo Viani**

#### B.2.1.1) Interventi su solai a volta.

Gli interventi al piano terra, mirano alla realizzazione di un diaframma di piano in grado di bloccare al piede le murature e ridurre le sollecitazioni gravanti sulle strutture a volta del piano interrato.

Gli interventi ai piani superiori, mirano alla realizzazione di diaframmi di piano che, collegandosi a quelli delle stanze adiacenti, permettano l'introduzione di un comportamento scatolare d'insieme ed in tutti i piani intermedi, garantendo una adeguata redistribuzione di azioni dalle murature più deboli (sia nel piano che fuori piano) a quelle più resistenti. L'attivazione dei diaframmi di piano richiede, in ciascuna stanza, la realizzazione di ancoraggi perimetrali la cui funzione è quella di trasmettere le azioni tra le pareti ed i diaframmi, che quindi agiscono da "ancoraggio" per le pareti sollecitate fuori piano.

#### B.2.1.2) Interventi su solai lignei con soletta esistente

Come gli interventi alle volte, anche gli interventi ai solai, mirano alla realizzazione di un sistema di diaframmi che, collegati alle murature e reciprocamente, siano in grado di vincolare i movimenti relativi delle murature agli interpiani e di introdurre un adeguato comportamento membranale di piano in grado di garantire una adeguata redistribuzione di azioni dalle murature più deboli (sia nel piano che fuori piano) a quelle più resistenti, bloccando così le deformazioni delle murature sollecitate fuori piano.

#### B.2.1.3) Interventi in copertura

Come gli interventi alle volte ed ai solai, ma con diverse tecniche strutturali, anche gli interventi in copertura mirano alla realizzazione di un sistema di diaframmi che, collegati alle murature, siano in grado di vincolare i movimenti sommitali delle murature stesse, introducendo un adeguato comportamento membranale di piano in grado di garantire una adeguata redistribuzione di azioni dalle murature più deboli (sia nel piano che fuori piano) a quelle più resistenti.

#### B.2.1.4) Interventi sulle murature

In generale, gli interventi sono finalizzati alla eliminazione di lesioni e discontinuità murarie, in modo da rendere gli elementi resistenti più compatti ed omogenei, ed impedirne la frammentazione a causa di discontinuità interne.

#### B.2.1.5) Altre opere

In generale, questi interventi sono finalizzati alla eliminazione di carenze locali e che non incidono sulla resistenza complessiva dell'edificio o sui meccanismi di collasso di pareti.

### **B.2.2) Interventi nella ex Casa del Custode**

L'edificio non ha manifestato evidenti problematiche riconducibili a meccanismi di collasso, inoltre gli interventi previsti tendono comunque a migliorare il comportamento globale dell'edificio, opponendosi quindi anche all'attivazione dei meccanismi di collasso.

Sull'edificio non sono stati analizzati i meccanismi di collasso.

## C) Normativa tecnica di riferimento

Le analisi strutturali sono state svolte con riferimento alle seguenti normative tecniche:

### **Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14-01-08**

Sicurezza (cap.2), Azioni sulle costruzioni (cap.3), Costruzioni in calcestruzzo (par.4.1), Costruzioni in legno (par.4.4), Costruzioni in muratura (par.4.5), Progettazione geotecnica (cap.6), Progettazione per azioni sismiche (cap.7), Costruzioni esistenti (cap.8), Riferimenti tecnici (cap.12), EC3.

### **Circolare Ministeriale del 02-02-2009, n. 617.**

Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008.

### **Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 09-02-2011**

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.

## D) Procedura e metodo di analisi

### **D.1) Procedura per la valutazione della sicurezza o vulnerabilità sismica**

La valutazione della sicurezza antisismica per un edificio esistente viene determinata seguendo una procedura, prima conoscitiva e poi di verifica strutturale, prevista dalle attuali norme in materia (si veda il precedente paragrafo C). In particolare per edifici con struttura portante in muratura è necessario acquisire informazioni relative ai seguenti aspetti:

- geometria: rilievo geometrico  
individuazione degli schemi di funzionamento strutturale  
individuazione dei carichi presenti  
individuazione del tipo di fondazione  
eventuale rilievo del quadro fessurativo e deformativo
- dettagli costruttivi: presenza di cordoli armati  
presenza di architravi in porte e finestre  
sistemi di appoggio ed ancoraggio di solai e travi  
armature di travi e solai
- proprietà dei materiali: tipologia dei materiali strutturali presenti  
caratteristiche meccaniche (resistenza e rigidità).

Sulla base dell'accuratezza della conoscenza acquisita, la normativa individua tre diversi Livelli di Conoscenza, in modo da penalizzare, in ambito di verifiche strutturali, una scarsa conoscenza acquisita e premiare invece una ottima conoscenza. Questo viene effettuato mediante coefficienti numerici (Fattori di Confidenza) che amplificano il coeff.  $\gamma_M$  di sicurezza da applicare alle resistenze degli elementi strutturali.

Livello di conoscenza LC1: si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è  $FC=1,35$ .

Livello di conoscenza LC2: si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi ed indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è  $FC=1,2$ .

Livello di conoscenza LC3: si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi, indagini in situ esaustive sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è  $FC=1$ .

La normativa definisce inoltre, nel paragrafo C8A.1 della Circolare 617, cosa si debba intendere per verifiche ed indagini in situ limitate, estese od esaustive e definisce quali valori di resistenza adottare nei diversi casi (§ C8A.1.A.4 e Tabella C8A.1.1 della circolare n. 617).

Pertanto, ad una migliore conoscenza strutturale dell'edificio, segue una minore vulnerabilità legata alla riduzione dei Fattori di Confidenza.

Nell'ambito del procedimento conoscitivo, con lo scopo di pervenire ad un sufficiente il livello di conoscenza, sono state intraprese le seguenti azioni:

- acquisizione delle documentazioni progettuali in possesso della Proprietà;
- acquisizione di informazioni circa l'evoluzione storica dell'edificio;
- svolgimento di sopralluoghi per il controllo delle documentazioni progettuali recuperate, individuazione delle tipologie e schemi strutturali, dei materiali impiegati e individuazione delle lesioni o dissesti presenti;
- definizione di una campagna di verifiche ed indagini in situ allo scopo di indagare specifiche situazioni.



Nell'ambito delle verifiche locali in argomento, individuati i meccanismi di collasso attivati dall'evento sismico, nota la geometria ed i carichi applicati alla parete in esame, è stata sviluppata la procedura di calcolo lineare di normativa per valutare le risorse resistenti del singolo cinematismo. In questo ambito e per la tipologia di verifica da svolgersi, riveste una importanza prioritaria la conoscenza geometrica della parete (specialmente lo spessore ed i carichi applicati), mentre risulta di secondaria importanza la resistenza del materiale.

L'analisi svolta permette di valutare le azioni gravanti su ciascun elemento strutturale e svolgere quindi le verifiche strutturali richieste, introducendo il fattore di confidenza corrispondente al livello di conoscenza raggiunto per l'elemento stesso. L'attendibilità della verifica, essendo marginalmente legata alle capacità e risorse strutturali del materiale costruttivo, è poco influenzata dalla conoscenza acquisita circa le caratteristiche di resistenza del materiale stesso.

Valutate le risorse di resistenza dei singoli elementi strutturali, è possibile definirne il grado di **vulnerabilità sismica**, in termini di Fattore di Accelerazione ( $f_{S,SL}$ ) [§ 2.4 DPCM 09/02/2011] detto anche Indice di resistenza, come il rapporto tra l'accelerazione al suolo ( $a_{SL}$ ) che porta l'elemento strutturale al raggiungimento dello Stato Limite (SL= SLD o SLV) e l'accelerazione al suolo ( $a_{R,SL}$ ) del sisma associato al periodo di ritorno di riferimento per il medesimo Stato Limite, entrambe riferite ad un suolo rigido (suolo di categoria A):

$$f_{S,SL} = a_{SL} / a_{R,SL}$$

In base agli indici di vulnerabilità ( $f_{S,SL}$ ) ottenuti, è possibile esprimere un giudizio qualitativo e sintetico sull'edificio, come evidenziato nella seguente tabella.

Valori dipendenti dal sito (classe C), dalla classe d'uso ( $C_u=2.0$ ) e dallo stato limite considerato (SLV)				
$f_{S,SL}$ fattore di accelerazione in termini percentuali	$T_{SL}$ tempo di ritorno per cui è raggiunto lo SL	$V_{Nres}$ Vita nominale residua	$P_a$ Probabilità annua di superamento del sisma per cui è raggiunto lo SL	Giudizio sintetico
$f_{S,SL} < 30\%$	$T_{SL} < 36$	$< 2$	$> 2,78$	<i>molto carente</i>
$30\% = f_{S,SL} < 60\%$	$36 = T_{SL} < 216$	$2 = V_{Nres} < 11$	$2,78\% = P_a > 0,46\%$	<i>carente</i>
$60\% = f_{S,SL} < 80\%$	$216 = T_{SL} < 475$	$11 = V_{Nres} < 25$	$0,46\% = P_a > 0,21\%$	<i>accettabile</i>
$80\% = f_{S,SL} < 100\%$	$475 = T_{SL} < 949$	$25 = V_{Nres} < 50$	$0,21\% = P_a > 0,11\%$	<i>auspicabile</i>
$f_{S,SL} = 100\%$	$= 949$	$= 50$	$= 0,11\%$	<i>edificio nuovo</i>

## D.2) Metodo di analisi

La valutazione della vulnerabilità è svolta applicando l'analisi dei **meccanismi di collasso**.

Come detto in precedenza, in assenza di un evidente comportamento scatolare d'insieme da parte dell'edificio, le analisi tridimensionali svolte mediante "analisi dinamica lineare" o "analisi statica non lineare", perdono parzialmente di significato ed attendibilità. In questi casi infatti il comportamento dell'edificio risulta governato da meccanismi di collasso locale per le pareti esterne e da comportamenti "globali" per le pareti interne.

L'analisi dei meccanismi di collasso viene svolta attraverso l'analisi di parti del fabbricato aventi le caratteristiche di macroelementi, ovvero singole pareti o aggregati di pareti collegate e coinvolte in meccanismi di collasso unitari come previsto al § 5.3.3 della DPCM dello 09/02/2011. Lo studio di dettaglio si avvale degli strumenti analitici propri della valutazione di singoli macroelementi, costituiti dall'analisi cinematica lineare.

Ciascuna struttura muraria viene considerata composta da concetti rigidi non resistenti a trazione, fra i quali si suppone l'assenza di scorrimenti reciproci. Per alcuni macroelementi, si effettua il confronto tra le accelerazioni allo stato limite nello stato di fatto e nello stato di progetto, intendendo quest'ultimo come la condizione in cui vengano introdotte, attraverso interventi di miglioramento, le forze di aggancio minime necessarie per garantire la positiva verifica allo stato limite di salvaguardia della vita.

L'analisi è condotta nei confronti delle pareti giudicate più sfavorite e rappresentative del livello di sicurezza attinto dal fabbricato nello stato di fatto.

L'analisi cinematica lineare è svolta, conformemente a quanto indicato nei paragrafi C8.7.1.1 e C8.7.1.6 della Circolare 617, secondo i contenuti specificati nel paragrafo C8A.4.1 della stessa Circolare.

L'applicazione dell'analisi cinematica lineare richiede l'individuazione dei meccanismi di probabile collasso dell'unità strutturale sottoposta a verifica. I meccanismi locali ritenuti significativi per la costruzione, nel caso in esame, sono stati individuati sulla base del giudizio qualitativo di vulnerabilità, basato su analisi osservazionale dell'edificio e sulle caratteristiche morfologiche e meccaniche delle pareti, nonché dello stato fessurativo conseguente agli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012 e descritti nella documentazione di rilievo del danno.

Per ogni meccanismo locale preso in esame, il metodo si articola nei seguenti passi:

- trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro: nella fattispecie la parete è stata considerata come un unico blocco rigido, dalla cerniera di rotazione sino alla sua sommità;

- valutazione del moltiplicatore dei carichi orizzontali (sismici)  $\alpha_0$  che comporta l'attivazione del meccanismo;
- calcolo dell'accelerazione di attivazione del meccanismo  $a_0^*$ ;
- verifiche di sicurezza mediante il confronto dell'accelerazione di attivazione del meccanismo con l'accelerazione del sisma di progetto (SLV);
- valutazione del livello di sicurezza.

Il calcolo del moltiplicatore di attivazione del meccanismo si effettua mediante il Principio dei Lavori Virtuali. Per l'applicazione di tale metodo si considerano le seguenti forze:

- i pesi propri dei blocchi;
- i carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi di solai, coperture, etc.);
- un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati (carichi sismici);
- eventuali forze esterne (carichi spingenti di archi e volte, dispositivi di vincolo quali catene metalliche, etc.).

Tale metodo, basato sul Principio dei Lavori Virtuali, non consente di tenere in conto forze attrattive e coesive, essendo queste dissipative e in contrasto con le ipotesi base del metodo, pertanto si assume implicitamente che la resistenza al sisma del meccanismo considerato, sia dovuta fondamentalmente alla forma stessa della catena cinematica. Tale assunzione, nel caso in cui l'attrito e la coesione fossero di entità rilevante, risulta, comunque, a favore di sicurezza. Si tiene conto della limitata resistenza a compressione della muratura, considerando le cerniere adeguatamente arretrate rispetto allo spigolo della sezione.

Il moltiplicatore  $\alpha_0$  si ottiene uguagliando il lavoro eseguito dalle forze esterne ed interne applicate al sistema in corrispondenza dell'atto di moto virtuale definito assegnando una rotazione virtuale  $\theta_k$  al generico blocco k, in funzione della quale è possibile determinare gli spostamenti delle diverse forze applicate nella rispettiva direzione:

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

dove:

- n è il numero di tutte le forze peso applicate ai diversi blocchi della catena cinematica;
- m è il numero di forze peso non direttamente gravanti sui blocchi, le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- o è il numero di forze esterne, non applicate a masse, applicate ai diversi blocchi;
- $P_i$  è la generica forza peso applicata;
- $P_j$  è la generica forza peso, non direttamente applicata sui blocchi, la cui massa per effetto dell'azione sismica, genera una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;
- $\delta_{x,i}$  è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell'i-esimo peso  $P_i$ ;
- $\delta_{x,j}$  è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione del j-esimo peso  $P_j$ ;
- $\delta_{y,i}$  è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione del i-esimo peso  $P_i$ ;
- $F_h$  è la generica forza esterna applicata ad un blocco;
- $\delta_h$  è lo spostamento virtuale del punto dove è applicata la h-esima forza esterna;
- $L_{fi}$  è il lavoro di eventuali forze interne.

Il passaggio dal moltiplicatore  $\alpha_0$  alla accelerazione  $a_0^*$ , si effettua tramite le seguenti formule, fornite dalla Circolare n.617 del 2009 e da applicare nell'ordine in cui sono riportate:

$$M^* = \frac{\left( \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i} \right)^2}{g \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2} \quad e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} \quad a_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* \cdot FC} = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC}$$

dove:

- g è l'accelerazione di gravità;
- $e^*$  è la frazione di massa partecipante della struttura;
- FC è il fattore di confidenza, che nel caso in esame è stato assunto pari a 1,35 (livello di conoscenza LC1);
- n+m è il numero delle forze peso  $P_i$  applicate, le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;
- $\delta_{x,i}$  è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell'i-esimo peso  $P_i$ ;
- $M^*$  è la massa partecipante al cinematismo.

Le uniche verifiche di sicurezza richieste dalla Circolare del 2009 per gli edifici esistenti sono quelle sismiche allo stato limite ultimo (SLU) e, in particolare, quelle relative alla salvaguardia della vita (SLV).

La norma distingue i meccanismi di collasso di pareti sostanzialmente appoggiate a terra, da quelli che avvengono in quota. Per i primi va svolta solamente la prima delle due verifiche riportate di seguito, mentre per i secondi dovranno essere soddisfatte entrambe le verifiche.

Per i meccanismi di collasso che avvengono a terra, la condizione da rispettare è la seguente:

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{V_R}) \cdot S}{q}$$

dove:

- $a_0^*$  è l'accelerazione di attivazione del meccanismo;  
 $a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima del terreno relativa allo SLV;  
 $S$  è un coefficiente relativo alla topografia e alla stratigrafia del sito in esame, definito dalle NTC 2008;  
 $q$  è il fattore di struttura.

Nel caso di meccanismi di collasso in quota, deve essere rispettata anche la condizione:

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q}$$

dove:

- $T_1$  è il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura, che può essere valutato con la formula semplificata proposta dalle Norme Tecniche delle Costruzioni  $T_1 = 0,05 H^{3/4}$ , con  $H$  altezza dell'edificio in metri;  
 $S_e(T_1)$  è lo spettro elastico orizzontale in accelerazione, definito secondo le NTC, calcolato per il periodo  $T_1$ ;  
 $Z$  è l'altezza in metri, rispetto alla fondazione dell'edificio, della cerniera di rotazione considerata per il meccanismo;  
 $\psi(Z)$  è il primo modo di vibrazione dell'edificio nella direzione considerata, normalizzato ad 1 in sommità all'edificio; in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto pari a  $Z/H$ , dove  $H$  è l'altezza della struttura rispetto alla fondazione;  
 $\gamma$  è il coefficiente di partecipazione modale e può essere assunto pari a 1,0 per palazzi.

I meccanismi di collasso sono analizzati nel seguito.

## E) Definizione dei carichi di progetto

### E.1) Azione Sismica e fattore di struttura $q$

Secondo quanto previsto nel § 3.2.1. e nell'Allegato A delle Norme Tecniche per le Costruzioni, la pericolosità sismica del sito in esame è definita a partire dai dati riportati sul sito dell'INGV.

La pericolosità sismica definita dall'INGV fornisce i valori di accelerazione orizzontale massima  $a_g$  ed i parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, con riferimento ad un terreno con comportamento orizzontale rigido. I valori vengono forniti in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi ricoprono l'intero territorio nazionale e con distanza massima reciproca di circa 10 km, e per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno  $T_r$  ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata, nei modi precisati dalla norma, per tener conto delle amplificazioni prodotte dalle locali condizioni stratigrafiche del sottosuolo e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

Le azioni di progetto si ricavano, su terreno di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei seguenti parametri:

- $a_g$ : accelerazione orizzontale massima del terreno;  
 $F_0$ : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;  
 $T_C^*$ : periodo d'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuna delle probabilità di superamento previste in 50 anni, vengono forniti i valori dei tre parametri suddetti.

Le forme dello spettro di accelerazione previste dalle norme sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. Pertanto, per poter definire lo spettro dell'azione sismica, occorre fissare:

- la vita di riferimento  $V_r$  della costruzione;
- le probabilità di superamento  $P_v$ , nell'ambito della vita di riferimento, associate a ciascuno degli stati limite considerati.

Per l'edificio in oggetto, è stata considerata una vita nominale  **$V_n = 50$  anni** (opere ordinarie) ed una **classe d'uso IV** (costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti), a cui corrisponde un coefficiente d'uso  $C_U = 2$ , e quindi una vita di riferimento:

$$V_r = C_U \times V_n = 2 \times 50 \text{ anni} = 100 \text{ anni.}$$

La norma prende in considerazione le seguenti verifiche sismiche, per le quali sono prefissati i valori delle probabilità di superamento  $P_v$ , mentre gli altri parametri, caratterizzanti la forma spettrale, sono definiti in funzione di  $V_r$ .

#### Stai limite di esercizio

	$P_v$ (%)	$T_r$ (anni)	$a_g/g$	$F_0$	$T_C^*$ (sec)
SLO	81	$(30 <) 0.6 \cdot V_r = 60$	0.0417	2.600	0.273
SLD	63	$V_r = 101$	0.0511	2.565	0.290

**Stai limite ultimi**

	Pv (%)	Tr (anni)	$a_g/g$	Fo	Tc* (sec)
SLV	10	$9.50 \cdot V_r = 949$	0.1169	2.620	0.303
SLC	5	$19.50 \cdot V_r = 1950 (< 2475)$	0.1469	2.599	0.318

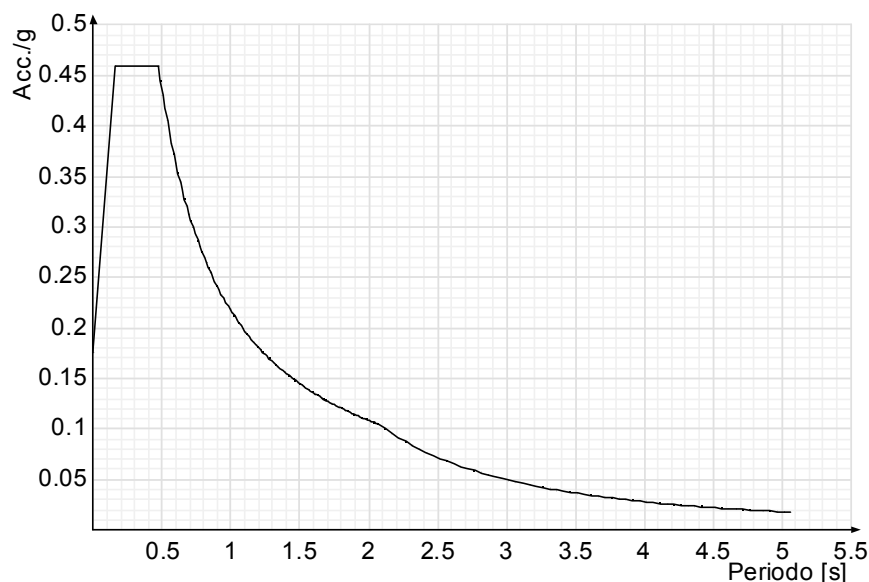
I suddetti valori di accelerazione ( $a_g/g$ ) sono moltiplicati per il coefficiente di amplificazione topografica  $St = 1$  e per il coefficiente di amplificazione stratigrafica per sisma orizzontale  $S_s = 1.5$ , derivante dalla presenza di un sottosuolo di **categoria C** (per terreno rigido di categoria A:  $S_s=1$ ).

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico del suolo è lo spettro di risposta elastico, così come sopra definito.

Nell'ambito di analisi di tipo lineare, in cui si assume un comportamento dissipativi della struttura, l'azione sismica di progetto è ricavabile dallo spettro di risposta elastico attraverso un coefficiente denominato coefficiente di struttura ( $q$ ), che mette in conto la capacità dissipativa della struttura, riducendo l'intensità del carico sismico applicato.

Nell'ambito invece di analisi non lineari (modello non dissipativo), in cui la capacità dissipativa della struttura viene considerata nella procedura di analisi e non assunta a priori, l'azione sismica di progetto è assunta coincidente con lo spettro di risposta elastico.

Nell'ambito delle analisi dei meccanismi di collasso, il fattore di struttura  $q$  può essere assunto pari a:  **$q = 2$**  (par. C8A.4.2.3 Circolare 617/09), mentre le verifiche sono svolte agli stati limite ultimi **SLV**.

**Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLV****E.2) Azione del vento**

L'azione del vento viene trascurata nell'ambito delle verifiche dei meccanismi di collasso.

**E.3) Azione della neve**

L'azione della neve viene trascurata nell'ambito delle verifiche dei meccanismi di collasso, essendo  $\Psi_2=0$ .

L'entità del carico neve di seguito riportata è determinata come indicato nelle relazioni relative all'analisi globale dell'edificio.

**E.4) Carichi superficiali applicati al modello di calcolo**

Nel seguito viene riportata l'analisi dei carichi, riferita allo stato di fatto ed allo stato di progetto, i cui valori (daN/mq) sono stati riportati nel modello di analisi.

**CARICHI STATO DI FATTO****- CARICO TIPO F3****Volte corridoi con mattoni di piatto**

<u>Descrizione</u>	<u>Sigla</u>	<u>car. caratt.</u>	<u>coeff. <math>\gamma</math></u>	<u>car. Slu</u>
mattoni di piatto	G1	110	1,3	143
riempimento volta	G2	495	1,5	742,5
pavimento	G2	100	1,5	150
accidentale B	Q	300	1,5	450
	daN/mq	1005		1485,5

**- CARICO TIPO F5****Uffici: solaio tipo in legno**

<u>Descrizione</u>	<u>Sigla</u>	<u>car. caratt.</u>	<u>coeff. <math>\gamma</math></u>	<u>car. Slu</u>
controsoffitto+imp.	G2	10	1,5	15
travi in legno	G1	20	1,3	26
travi in ferro	G1	20	1,3	26
travetti	G1	10	1,3	13
assito	G1	15	1,3	19,5
cappa in cls 5 cm	G1	125	1,3	162,5
pavimento	G2	100	1,5	150
accidentale B	Q	300	1,5	450
	daN/mq	600		847

**- CARICO TIPO F8****Sala consigliare: solaio in legno**

<u>Descrizione</u>	<u>Sigla</u>	<u>car. caratt.</u>	<u>coeff. <math>\gamma</math></u>	<u>car. Slu</u>
controsoffitto+imp.	G2	10	1,5	15
travi in legno	G1	20	1,3	26
travi in ferro	G1	20	1,3	26
travetti	G1	10	1,3	13
assito	G1	15	1,3	19,5
cappa in cls 5 cm	G1	125	1,3	162,5
pavimento	G2	100	1,5	150
accidentale C	Q	400	1,5	600
	daN/mq	700		997

**- CARICO TIPO F9****Sottotetto: solaio tipo in legno**

<u>Descrizione</u>	<u>Sigla</u>	<u>car. caratt.</u>	<u>coeff. <math>\gamma</math></u>	<u>car. Slu</u>
controsoffitto+imp.	G2	10	1,5	15
travi in legno	G1	20	1,3	26
travi in ferro	G1	20	1,3	26
travetti	G1	10	1,3	13
assito	G1	15	1,3	19,5
cappa in cls 11 cm	G1	275	1,3	357,5
"pavimento in cls"	G2	0	1,5	0
accidentale B	Q	300	1,5	450
	daN/mq	650		892

**- CARICO TIPO F10****Sottotetto: solaio tipo Varese**

<u>Descrizione</u>	<u>Sigla</u>	<u>car. caratt.</u>	<u>coeff. <math>\gamma</math></u>	<u>car. Slu</u>
controsoffitto+imp.	G2	10	1,5	15
intonaco	G2	30	1,5	45
tavella inf. 4 cm	G1	30	1,3	39
trave in c.a.	G1	65	1,3	84,5
tavella sup. 6 cm	G1	35	1,3	45,5
cappa in cls 11 cm	G1	275	1,3	357,5
"pavimento in cls"	G2	0	1,5	0
accidentale B	Q	300	1,5	450
	daN/mq	745		1021,5

**- CARICO TIPO F11****Sottotetto: controsoffitto sala Consigliare**

<u>Descrizione</u>	<u>Sigla</u>	<u>car. caratt.</u>	<u>coeff. <math>\gamma</math></u>	<u>car. Slu</u>
controsoffitto+imp.	G2	10	1,5	15
struttura controsoffitto	G2	15	1,5	22,5
travi in legno	G1	20	1,3	26
travetti	G1	10	1,3	13
assito	G1	15	1,3	19,5
accidentale H	Q	100	1,5	150
	daN/mq	170		208,5

**- CARICO TIPO F12****Copertura: in legno**

<u>Descrizione</u>	<u>Sigla</u>	<u>car. caratt.</u>	<u>coeff. <math>\gamma</math></u>	<u>car. Slu</u>
travi in legno	G1	10	1,3	13
travetti in legno	G1	10	1,3	13
assito	G1	10	1,3	13
guaina bituminosa	G2	5	1,5	7,5
isolamento	G2	5	1,5	7,5
ondulina	G2	10	1,5	15
copertura in coppi	G2	80	1,5	120
neve	Q	120	1,5	180
	daN/mq	250		369

**- CARICO TIPO F13****Copertura: in legno sala Consigliare**

<u>Descrizione</u>	<u>Sigla</u>	<u>car. caratt.</u>	<u>coeff. <math>\gamma</math></u>	<u>car. Slu</u>
travi in legno	G1	10	1,3	13
travetti in legno	G1	10	1,3	13
assito	G1	10	1,3	13
guaina bituminosa	G2	5	1,5	7,5
isolamento	G2	5	1,5	7,5
ondulina	G2	10	1,5	15
copertura in coppi	G2	80	1,5	120
neve	Q	120	1,5	180
	daN/mq	250		369

**CARICHI STATO DI PROGETTO****- CARICO TIPO P3****Volte corridoi con mattoni di piatto**

<u>Descrizione</u>	<u>Sigla</u>	<u>car. caratt.</u>	<u>coeff. <math>\gamma</math></u>	<u>car. Slu</u>
mattoni di piatto	G1	110	1,3	143
riempimento volta	G2	330	1,5	495
pavimento	G2	150	1,5	225
accidentale B	Q	300	1,5	450
		<u>daN/mq</u>		<u>1313</u>

**- CARICO TIPO P5****Uffici: solaio tipo in legno**

<u>Descrizione</u>	<u>Sigla</u>	<u>car. caratt.</u>	<u>coeff. <math>\gamma</math></u>	<u>car. Slu</u>
controsoffitto+imp.	G2	50	1,5	75
travi in legno	G1	20	1,3	26
travi in ferro	G1	20	1,3	26
travetti	G1	10	1,3	13
assito	G1	15	1,3	19,5
cappa in cls 5 cm	G1	125	1,3	162,5
pavimento	G2	150	1,5	225
accidentale B	Q	300	1,5	450
		<u>daN/mq</u>		<u>922</u>

**- CARICO TIPO P8****Sala consigliare: solaio in legno**

<u>Descrizione</u>	<u>Sigla</u>	<u>car. caratt.</u>	<u>coeff. <math>\gamma</math></u>	<u>car. Slu</u>
controsoffitto+imp.	G2	50	1,5	75
travi in legno	G1	20	1,3	26
travi in ferro	G1	20	1,3	26
travetti	G1	10	1,3	13
assito	G1	15	1,3	19,5
cappa in cls 5 cm	G1	125	1,3	162,5
pavimento	G2	150	1,5	225
accidentale C	Q	400	1,5	600
		<u>daN/mq</u>		<u>1072</u>

**- CARICO TIPO P9****Sottotetto: solaio tipo in legno**

<u>Descrizione</u>	<u>Sigla</u>	<u>car. caratt.</u>	<u>coeff. <math>\gamma</math></u>	<u>car. Slu</u>
controsoffitto+imp.	G2	50	1,5	75
travi in legno	G1	20	1,3	26
travi in ferro	G1	20	1,3	26
travetti	G1	10	1,3	13
assito	G1	15	1,3	19,5
cappa in cls 5 cm	G1	125	1,3	162,5
isolamento	G2	10	1,5	15
pavimento in legno	G2	20	1,5	30
accidentale B	Q	300	1,5	450
		<u>daN/mq</u>		<u>742</u>

**- CARICO TIPO P10****Sottotetto: solaio tipo Varese**

<u>Descrizione</u>	<u>Sigla</u>	<u>car. caratt.</u>	<u>coeff. <math>\gamma</math></u>	<u>car. Slu</u>
controsoffitto+imp.	G2	50	1,5	75
intonaco	G2	30	1,5	45
tavella inferiore 4 cm	G1	30	1,3	39
trave in c.a.	G1	65	1,3	84,5
tavella superiore 6 cm	G1	35	1,3	45,5
cappa in cls 5 cm	G1	125	1,3	162,5
isolamento	G2	10	1,5	15
pavimento in legno	G2	20	1,5	30
accidentale B	Q	300	1,5	450
	daN/mq	665		871,5

**- CARICO TIPO P11****Sottotetto: controsoffitto sala consigliare**

<u>Descrizione</u>	<u>Sigla</u>	<u>car. caratt.</u>	<u>coeff. <math>\gamma</math></u>	<u>car. Slu</u>
controsoffitto+imp.	G2	50	1,5	75
struttura controsoffitto	G2	15	1,5	22,5
travi in legno	G1	20	1,3	26
travetti	G1	10	1,3	13
assito	G1	15	1,3	19,5
lana di roccia	G2	5	1,5	7,5
accidentale H	Q	100	1,5	150
	daN/mq	215		216

**- CARICO TIPO P12****Copertura: in legno**

<u>Descrizione</u>	<u>Sigla</u>	<u>car. caratt.</u>	<u>coeff. <math>\gamma</math></u>	<u>car. Slu</u>
travi in legno	G1	10	1,3	13
travetti in legno	G1	10	1,3	13
assito	G1	20	1,3	26
guaina bituminosa	G2	5	1,5	7,5
isolamento	G2	5	1,5	7,5
ondulina	G2	10	1,5	15
copertura in coppi	G2	80	1,5	120
neve	Q	120	1,5	180
	daN/mq	260		382

**- CARICO TIPO P13****Copertura: in legno sala Consigliare**

<u>Descrizione</u>	<u>Sigla</u>	<u>car. caratt.</u>	<u>coeff. <math>\gamma</math></u>	<u>car. Slu</u>
travi in legno	G1	10	1,3	13
travetti in legno	G1	10	1,3	13
assito	G1	20	1,3	26
guaina bituminosa	G2	5	1,5	7,5
isolamento	G2	5	1,5	7,5
ondulina	G2	10	1,5	15
copertura in coppi	G2	80	1,5	120
neve	Q	120	1,5	180
	daN/mq	260		382



## E.5) Carichi lineari applicati al modello di calcolo

### Carico della gronda

Descrizione	Sigla	car. caratt.	coeff. $\gamma$	car. Slu
peso strutturale	G1	450	1,3	585
peso permanente	G2	80	1,5	120
neve	Q	100	1,5	150
	daN/m	630		855

## F) Combinazioni di carico

### F.1) Condizioni elementari di carico

**Descrizione:** Nome assegnato alla condizione elementare.

**Nome breve:** Nome breve assegnato alla condizione elementare.

**I/II:** Descrive la classificazione della condizione (necessario per strutture in acciaio e in legno).

**Durata:** Descrive la durata della condizione (necessario per strutture in legno).

**Psi0:** Coefficiente moltiplicatore Psi0. Il valore è adimensionale.

**Psi1:** Coefficiente moltiplicatore Psi1. Il valore è adimensionale.

**Psi2:** Coefficiente moltiplicatore Psi2. Il valore è adimensionale.

**Var.segno:** Descrive se la condizione elementare ha la possibilità di variare di segno.

Descrizione	Nome breve	I/II	Durata	Psi0	Psi1	Psi2	Var.segno
Pesi strutturali	Pesi		Permanente	0	0	0	
Permanenti portati	Port.	I	Permanente	0	0	0	
Variabile tipo B	Variabile B	I	Media	0.7	0.5	0.3	
Variabile tipo C	Variabile C	I	Media	0.7	0.7	0.6	
Neve	Neve	I	Media	0.5	0.2	0	
Sisma SLV	SLV			0	0	0	

### F.2) Combinazioni di carico impiegate

I carichi gravitazionali vengono considerati nella combinazione di carico quasi permanente in combinazione con l'azione sismica in condizione SLV.

#### Famiglia SLV

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile B	Variabile C	Neve	SLV
1	SLV 1	1	1	0.3	0.6	0	1

## G) Descrizione dei materiali strutturali

### G.1) Materiali muratura

**Descrizione:** descrizione o nome assegnato all'elemento.

**E:** modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm<sup>2</sup>]

**G:** modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste e di elementi guscio a comportamento ortotropo. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Poisson:** coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

**$\gamma$ :** peso specifico del materiale. [daN/cm<sup>3</sup>]

**$\alpha$ :** coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C-1]

Descrizione	E	G	Poisson	$\gamma$	$\alpha$
Muratura in mattoni pieni LC3_Ex Polizia	-	-	0.25	0.0018	0.000006
Muratura in mattoni pieni LC3_Municipio	-	-	0.25	0.0018	0.000006
Muratura in mattoni doppio UNI_Ex Polizia	52200	20880	0.25	0.0015	0.000006

**Descrizione:** descrizione o nome assegnato all'elemento.

**Livello di conoscenza:** indica se il materiale è nuovo o esistente, e in tal caso il livello di conoscenza secondo Circ. 02/02/09 n. 617 §C8A.

Informazione impiegata solo in analisi D.M. 14-01-08 (N.T.C.).

**Cl.esec.:** classe di esecuzione (D.M. 14-01-08 4.5.6.1).

**fk:** resistenza caratteristica a compressione della muratura (D.M. 14-01-08 4.5.6.1, 11.10.3.1). [daN/cm<sup>2</sup>]

**fvk0:** resistenza caratteristica a taglio della muratura in assenza di tensioni normali (D.M. 14-01-08 4.5.6.1, 11.10.3.2). [daN/cm<sup>2</sup>]

**fhk:** resistenza caratteristica della muratura a compressione in direzione orizzontale (nel piano della parete) D.M. 14-01-08. [daN/cm<sup>2</sup>]

**fkt:** resistenza caratteristica a trazione (D.M. 14-01-08). [daN/cm<sup>2</sup>]

**f medio:** resistenza media a compressione della muratura, per materiale esistente. [daN/cm<sup>2</sup>]

**tau medio:** resistenza media a taglio della muratura, per materiale esistente. [daN/cm<sup>2</sup>]

**E medio:** valore medio del modulo di elasticità normale utilizzato per materiale esistente in caso di analisi statica non-lineare (pushover). [daN/cm<sup>2</sup>]

**G medio:** valore medio del modulo di elasticità tangenziale utilizzato per materiale esistente in caso di analisi statica non-lineare (pushover). [daN/cm<sup>2</sup>]

Descrizione	Livello di conoscenza	f medio fk	tau medio fvk0	E medio	G medio
Muratura in mattoni pieni LC3_Ex Polizia	LC3 (FC = 1)	30	0.9	20000	8000
Muratura in mattoni pieni LC3_Municipio	LC3 (FC = 1)	24	0.6	15000	6000
Muratura in mattoni doppio UNI_Ex Polizia	nuovo	52.2	2	-	-

I parametri di resistenza sono stati dedotti dalle indagini strumentali svolte in sito, secondo quanto indicato nella "Relazione Tecnica Specialistica" e dalle indicazioni di normativa per i materiali nuovi.

I meccanismi di collasso analizzati sono tutti riferiti a murature appartenenti a Palazzo Viani, pertanto, delle murature sopra riportate, si considererà solamente quella di interesse: "Muratura in mattoni pieni LC3\_Municipio"

## H) Criteri di modellazione

### H.1) Descrizione del software

La procedura di calcolo, illustrata nel capitolo D.2, è stata implementata in un comune foglio di calcolo elettronico.

### H.2) Modellazione svolta

Il modello geometrico dell'edificio è stato rappresentato, sulla base di quanto illustrato nel precedente paragrafo D.2, considerando separatamente ed autonomamente, ciascuna singola parete.

La parete, equiparata ad un corpo rigido, è stata caricata applicandovi tutte le azioni trasmesse dalle strutture interne in appoggio su di essa.

Oltre alla parete di facciata e per nodi strutturali (angolate e martelli) valutati sufficientemente ammorsati, sono state considerate anche porzioni delle pareti interne, per simulare l'attivazione di cunei stabilizzanti.

Oltre ai carichi trasmessi di cui sopra, sono state considerate le masse proprie delle murature e l'eventuale azione di tiranti o ancoraggi (esistenti o progettati) forniti dai solai interno nei confronti della parete di facciata.

Alle azioni gravitazionali sono stati applicate le accelerazioni sismiche di progetto per simulare l'azione instabilizzante dovuta al sisma di progetto.

Note le azioni e la geometria del sistema, è stata applicata la procedura analitica descritta in precedenza nel paragrafo D.2.

Al variare della posizione altimetrica della cerniera di rotazione del meccanismo di ribaltamento, è stato modificato il sistema di carichi e di masse applicate alla parete e, anche la geometria è stata modificata considerando la parete per il tratto compreso tra la quota della cerniera di rotazione e la quota sommitale della parete stessa.

La conformazione altimetrica del meccanismo di collasso per ribaltamento, è stato definito, di volta in volta, considerando le altezze riportate nel seguito.

**Descrizione breve:** nome sintetico assegnato al livello.

**Descrizione:** nome assegnato al livello.

**Quota:** quota superiore espressa nel sistema di riferimento assoluto. [cm]

**Spessore:** spessore del livello. [cm]

Palazzo Viani

Descrizione breve	Descrizione	Quota	Spessore
L1	Fondazione	0	0
L2	Piano 1	420	0
L3	Piano 2	870	0
L4	Piano 3	1285	0
L5	Piano centine (sopra sala Consigliare)	1410	0
L6	Gronda	1480	0
L7	Colmo	1670	0
L8	Colmo 2 (tetto zona sud-ovest)	1692.1	0

La lunghezza della parete (o della cerniera di rotazione) è stata valutata sulla base della lunghezza del tratto di parete interessata dal cinematismo.

Le caratteristiche di resistenza del materiale ed il relativo livello di conoscenza (fattore FC), intervengono nella individuazione, all'interno dello spessore murario, della posizione della cerniera cilindrica di rotazione. Questa posizione è determinata ipotizzando una distribuzione lineare delle tensioni di compressione con eccentricità del carico assiale pari a 1/6 dello spessore murario. Inoltre, il fattore FC interviene direttamente nella definizione del parametro  $a^*_0$ .

Le verifiche sono state condotte applicando, ai parametri di resistenza del materiale, un fattore di sicurezza  $\gamma_m=2$ .

## I) Strutture di fondazione

Le verifiche condotte non riguardano le strutture di fondazione

## L) Criteri di verifica adottati in presenza di azione sismica

L'iter conoscitivo e progettuale, descritto in precedenza nel capitolo "D.1) Procedura per la valutazione della sicurezza o vulnerabilità sismica", è stato applicato svolgendo il rilievo delle strutture, l'ispezione delle parti murarie e strutturali visibili, l'esecuzione di saggi e prove strumentali e lo studio del danneggiamento subito a seguito del sisma del maggio 2012.

Come ampiamente illustrato nella "Relazione Tecnica Specialistica", le informazioni così acquisite, hanno permesso di approfondire in maniera adeguata la conoscenza dell'edificio e dei materiali in esso presenti e di analizzare l'edificio con un livello di conoscenza LC3 (fattore di confidenza FC=1).

I valori di resistenza adottati derivano, come indicato nella sopra citata "relazione specialistica", dal confronto tra le indagini strumentali ed i valori di riferimento forniti dalla Circolare 617/2009 (Tabella C8A.2.1).

Ai sensi del cap. 8.3 delle NTC 2008, la verifica di sicurezza degli edifici esistenti deve essere svolta nei confronti dei soli SLU (stati limite ultimi), considerando facoltative le verifiche agli SLE (stati limite di esercizio). Inoltre precisa che, le verifiche agli SLU possono essere svolte con riferimento alla condizione SLV (stato limite ultimo sismico di salvaguardia della vita) o con riferimento alla condizione SLC (stato limite ultimo sismico di collasso).

Pertanto, le verifiche dei meccanismi di collasso sono state svolte considerando la combinazione SLV, come in precedenza definita, introducendo il carico sismico indicato nel precedente capitolo E.1 ed un fattore di sicurezza  $\gamma = 2$ .

La procedura di analisi adottata è quella descritta nel paragrafo "D.2) Metodo di analisi", applicata sia allo stato di fatto che a quello di progetto.

## M) Risultati dell'analisi dei meccanismi di collasso

In allegato vengono riportati i tabulati di calcolo dei meccanismi di collasso relativi alle seguenti pareti:

- a) parete nodi 1-2-3-4 con cerniera di rotazione al P.T.
- b) parete nodi 1-15-18-30 con cerniera di rotazione al P.2°
- c) parete nodi 4-5-6-7-8 con cerniera di rotazione al P.1°
- d) parete nodi 4-5-6-7-8 con cerniera di rotazione al P.2°
- e) parete nodi 8-24 con cerniera di rotazione al P.1°
- f) parete nodi 8-24 con cerniera di rotazione al P.2°
- g) parete nodi 20-21-22-23-24 con cerniera di rotazione al P.2°

La numerazione indicata è riferita alla numerazione dei nodi murari, riportata nelle tavole strutturali.

Ciascuna parete è stata analizzata, sia nello stato di fatto che di progetto, per quanto riguarda il semplice ribaltamento rigido (cinematismo n. 1); mentre è stata analizzata nel solo stato di progetto, per l'inflessione fuori piano (cinematismo n. 2).

Ciascun foglio di calcolo è stato organizzato nelle seguenti parti:

- parte 1 – Analisi dei carichi sismici e statici
- parte 2 – Verifica del meccanismo di collasso (cinematismo n. 1) nello stato di fatto
- parte 3 – Verifica del meccanismo di collasso (cinematismo n. 1) nello stato di progetto
- parte 4 – Verifica del meccanismo di collasso (cinematismo n. 2) nello stato di progetto

Le parti 1 e 2 dell'analisi allegata, si compongono delle seguenti sezioni:

- a) titolo ed individuazione della parete e del cinematismo
- b) sintesi delle ipotesi e considerazioni geometriche preliminari
- c) caratteristiche della muratura, coeff. di sicurezza e dati del fabbricato
- d) dati dello spettro di risposta elastico per il sisma di progetto
- e) analisi dei carichi e geometria dei carichi considerati
- f) calcolo dell'arretramento della cerniera di rotazione
- g) valutazione degli spostamenti e dei lavori virtuali per i carichi verticali, carichi orizzontali sismici delle masse direttamente applicate alla parete, carichi orizzontali sismici delle masse non direttamente applicate alla parete e forze esterne applicate alla parete
- h) valutazione del moltiplicatore di attivazione del cinematismo  $a_0$
- i) valutazione dello stato limite ultimo al suolo
- j) valutazione dello stato limite ultimo in quota (eventuale)

La parte 4, si compongono invece delle seguenti sezioni:

- a) titolo ed individuazione della parete e del cinematismo
- b) sintesi delle ipotesi e considerazioni geometriche preliminari
- c) azioni agenti fuori piano (instabilizzanti)
- d) momento resistente valutato in base ai carichi verticali applicati nella sezione di massima inflessione ( $H/2$ ), con distribuzione costante delle tensioni di compressione pari a  $0.85 f_d$  (stress block) e calcolo del momento resistente in base alla posizione della risultante rispetto all'asse geometrico della parete
- e) eventuale previsione di inserimento di un rinforzo con relativa esplicitazione del momento resistente complessivo

#### M.1) Fattori di accelerazione riferiti allo stato di fatto

Nel seguito vengono riportati i fattori di accelerazione (vulnerabilità sismica) per ciascuna parete analizzata nello stato di fatto:

<b>parete 1-2-3-4 dal P.T.</b>	<b>fa = 0.41</b>	
<b>parete 1-15-18-30 dal P.2°</b>	<b>fa = 0.76</b>	<b>fa = 0.39 (in quota)</b>
<b>parete 4-5-6-7-8 dal P.1°</b>	<b>fa = 0.44</b>	<b>fa = 0.48 (in quota)</b>
<b>parete 4-5-6-7-8 dal P.2°</b>	<b>fa = 0.79</b>	<b>fa = 0.41 (in quota)</b>
<b>parete 8-24 dal P.1°</b>	<b>fa = 0.43</b>	<b>fa = 0.46 (in quota)</b>
<b>parete 8-24 dal P.2°</b>	<b>fa = 0.78</b>	<b>fa = 0.40 (in quota)</b>
<b>parete 20-21-22-23-24 dal P.2°</b>	<b>fa = 0.64</b>	<b>fa = 0.33 (in quota)</b>

#### M.2) Fattori di accelerazione riferiti allo stato di progetto

Il dimensionamento dei diaframmi è svolto, cautelativamente, considerando una distribuzione delle azioni sismiche secondo la distribuzione semplificata che la normativa considera in caso di analisi statica lineare.

Dimensionando i diaframmi di piano per poter assorbire completamente tali azioni, vengono implicitamente trascurate le risorse resistenti insite nella geometria e nella massa delle pareti e valutate con l'analisi dello stato di fatto dei meccanismi di collasso.

Pertanto, nello stato di progetto, inserendo le azioni di trattenuta che ciascun solaio è in grado di offrire nei confronti della parete ancorata (azioni assunte almeno equivalenti alle azioni di calcolo derivanti dalla distribuzione del carico sismico da analisi statica lineare), i meccanismi di collasso mostrano fattori di sicurezza molto elevati.

L'analisi statica della distribuzione dei carichi sismici viene svolta per tipologie di pareti e di solai e con riferimento ad 1 m di parete. In particolare si sono considerate le pareti tipo comprese tra i seguenti nodi:

- a) nodi 2-3 - parete di spessore 4 teste e 4 livelli
- b) nodi 15-18 - parete di spessore 4 teste e 4 livelli
- c) nodi 6-7 - parete di spessore 4 teste e 3 livelli
- d) nodi 22-23 - parete di spessore 3 teste e 3 livelli

Il carico dei solai interni è stato considerato sino a metà stanza in modo da considerare compiutamente le azioni applicate al diaframma.

Nel seguito si riportano le distribuzioni per piano, delle masse e dei relativi carichi sismici, riferiti a ciascuna delle quattro situazioni sopra indicate.

## a) nodi 2-3 - parete di spessore 4 teste e 4 livelli (zona uffici)

$F_i = F_h \times Z_i \times W_i / S(Z_i \times W_j)$		Larghezza	Lunghezza	Altezza	Carico unitario	Carico totale $W_i$	$W_i \times Z_i$	azione sismica $F_i$	Z	h
		m	m	m	daN/(u.m.)	daN	daN x m	daN	[m]	[m]
P1	Parete spessore 4T - sol. 1	0,55	1,00	4,35	1.945	4.655	19551	429	4,200	4,200
P2	Parete spessore 4T - sol. 2	0,55	1,00	4,33	1.945	4.628	40264	883	8,700	4,500
P3	Parete spessore 4T - sol. 3	0,55	1,00	3,05	1.945	3.264	41942	920	12,850	4,150
P4	Parete spessore 4T - cop.	0,55	1,00	0,98	1.945	1.044	15451	339	14,800	1,950
P4	Gronda	1,00	1,00	1,00	630	630	9324	204	14,800	-
P1	Solaio 1	2,90	1,00	1,00	480	1.392	5846	128	4,200	-
P2	Solaio 2	2,90	1,00	1,00	480	1.392	12110	266	8,700	-
P3	Solaio 3	2,90	1,00	1,00	360	1.044	13415	294	12,850	-
P4	Copertura	2,90	1,00	1,00	140	406	6395	140	15,750	-
						18.455	164.299	3.603		

**Calcolo dell'azione sismica complessiva**

$$F_h = S_d(T_1) \times W \times \lambda / g =$$

$S_d(T_1)$	2,25	m/sec <sup>2</sup>
W	18455	daN
$\lambda$	0,85	
g	9,81	m/sec <sup>2</sup>
<b>F<sub>h</sub></b>	<b>3603</b>	<b>daN</b>

## b) nodi 15-18 - parete di spessore 4 teste e 4 livelli (zona corridoi)

$F_i = F_h \times Z_i \times W_i / S(Z_i \times W_j)$		Larghezza	Lunghezza	Altezza	Carico unitario	Carico totale $W_i$	$W_i \times Z_i$	azione sismica $F_i$	Z	h
		m	m	m	daN/(u.m.)	daN	daN x m	daN	[m]	[m]
P1	Parete spessore 4T - sol. 1	0,55	1,00	4,35	1.945	4.655	19551	436	4,200	4,200
P2	Parete spessore 4T - sol. 2	0,55	1,00	4,33	1.945	4.628	40264	898	8,700	4,500
P3	Parete spessore 4T - sol. 3	0,55	1,00	3,05	1.945	3.264	41942	935	12,850	4,150
P4	Parete spessore 4T - cop.	0,55	1,00	0,98	1.945	1.044	15451	344	14,800	1,950
P4	Gronda	1,00	1,00	1,00	630	630	9324	208	14,800	-
P1	Solaio 1	2,90	1,00	1,00	680	1.972	8282	185	4,200	-
P2	Solaio 2	2,90	1,00	1,00	680	1.972	17156	383	8,700	-
P3	Solaio 3	2,90	1,00	1,00	360	1.044	13415	299	12,850	-
P4	Copertura	2,90	1,00	1,00	140	406	6395	143	15,750	-
						19.615	171.781	3.830		

**Calcolo dell'azione sismica complessiva**

$$F_h = S_d(T_1) \times W \times \lambda / g =$$

$S_d(T_1)$	2,25	m/sec <sup>2</sup>
W	19615	daN
$\lambda$	0,85	
g	9,81	m/sec <sup>2</sup>
<b>F<sub>h</sub></b>	<b>3830</b>	<b>daN</b>

## c) nodi 6-7 - parete di spessore 4 teste e 3 livelli (sala Consigliare)

$F_i = F_h \times Z_i \times W_i / S(Z_i \times W_j)$		Larghezza	Lunghezza	Altezza	Carico unitario	Carico totale $W_i$	$W_i \times Z_i$	azione sismica $F_i$	Z	h
		m	m	m	daN/(u.m.)	daN	daN x m	daN	[m]	[m]
P1	Parete spessore 4T - sol. 1	0,55	1,00	4,35	1.945	4.655	19551	430	4,200	4,200
P2	Parete spessore 4T - sol. 2	0,55	1,00	5,30	1.945	5.671	49338	1085	8,700	4,500
P4	Parete spessore 4T - cop.	0,55	1,00	3,05	1.945	3.264	48307	1062	14,800	6,100
P4	Gronda	1,00	1,00	1,00	630	630	9324	205	14,800	-
P1	Solaio 1	2,90	1,00	1,00	575	1.668	7006	154	4,200	-
P2	Solaio 2	2,90	1,00	1,00	510	1.479	12867	283	8,700	-
P4	Controsoffitto Sala C.	5,00	1,00	1,00	115	575	8108	178	14,100	-
P4	Copertura	5,00	1,00	1,00	140	700	11025	242	15,750	-
						18.642	165.525	3.640		

**Calcolo dell'azione sismica complessiva**

$$F_h = S_d(T_1) \times W \times \lambda / g =$$

$S_d(T_1)$	2,25	m/sec <sup>2</sup>
W	18642	daN
$\lambda$	0,85	
g	9,81	m/sec <sup>2</sup>
<b>F<sub>h</sub></b>	<b>3640</b>	<b>daN</b>

## d) nodi 22-23 - parete di spessore 3 teste e 3 livelli (sala Consigliare)

$F_i = F_h \times Z_i \times W_i / S(Z_i \times W_i)$		Larghezza	Lunghezza	Altezza	Carico unitario	Carico totale $W_i$	$W_i \times Z_i$	azione sismica $F_i$	Z	h
		m	m	m	daN/(u.m.)	daN	daN x m	daN	[m]	[m]
P1	Parete spessore 3T - sol. 1	0,41	1,00	4,35	2.000	3.567	14981,4	328	4,200	4,200
P2	Parete spessore 3T - sol. 2	0,41	1,00	5,30	2.000	4.346	37810	827	8,700	4,500
P4	Parete spessore 3T - cop.	0,41	1,00	3,05	2.000	2.501	37015	809	14,800	6,100
P4	Gronda	1,00	1,00	1,00	630	630	9324	204	14,800	-
P1	Solaio 1	2,90	1,00	1,00	575	1.668	7006	153	4,200	-
P2	Solaio 2	2,90	1,00	1,00	510	1.479	12867	281	8,700	-
P4	Controsoffitto Sala C.	5,00	1,00	1,00	115	575	8108	177	14,100	-
P4	Copertura	5,00	1,00	1,00	140	700	11025	241	15,750	-
						15.466	138.136	3.020		

**Calcolo dell'azione sismica complessiva**

$$F_h = S_d(t_1) \times W \times \lambda / g =$$

$S_d(T_1)$	2,25	m/sec <sup>2</sup>
W	15466	daN
$\lambda$	0,85	
g	9,81	m/sec <sup>2</sup>
$F_h$	<b>3020</b>	<b>daN</b>

Nel seguito vengono riportati i fattori di accelerazione (vulnerabilità sismica) per ciascuna parete analizzata e nello stato di progetto:

<b>parete 1-2-3-4 dal P.T.</b>	<b>fa = 3.67</b>		<b>fa = 1.81 (fles. fuori piano)</b>
<b>parete 1-15-18-30 dal P.2°</b>	<b>fa = 3.08</b>	<b>fa = 1.60 (in quota)</b>	<b>fa = 1.72 (fles. fuori piano)</b>
<b>parete 4-5-6-7-8 dal P.1°</b>	<b>fa = 2.81</b>	<b>fa = 3.02 (in quota)</b>	<b>fa = 1.07 (fles. fuori piano)</b>
<b>parete 4-5-6-7-8 dal P.2°</b>	<b>fa = 4.97</b>	<b>fa = 2.57 (in quota)</b>	<b>fa = 1.07 (fles. fuori piano)</b>
<b>parete 8-24 dal P.1°</b>	<b>fa = 3.18</b>	<b>fa = 3.42 (in quota)</b>	<b>fa = 0.93 (fles. fuori piano)</b>
<b>parete 8-24 dal P.2°</b>	<b>fa = 3.71</b>	<b>fa = 1.92 (in quota)</b>	<b>fa = 0.93 (fles. fuori piano)</b>
<b>parete 20-21-22-23-24 dal P.2°</b>	<b>fa = 4.95</b>	<b>fa = 2.57 (in quota)</b>	<b>fa = 0.87 (fles. fuori piano)</b>

Pertanto, nei confronti dei meccanismi di ribaltamento rigido, le pareti analizzate mostrano tutte fattori di accelerazione >>100% (nello stato di fatto erano compresi tra 33% e 78%).

Gli interventi previsti, impedendo il ribaltamento delle pareti di facciata, consentono l'attivazione del cinematismo di 2° tipo (flessione fuori piano della parete) che mostrano fattori di accelerazione compresi tra 87% e 181%.

In ogni modo il miglioramento apportato appare rilevante.

**M.3) Accettabilità dei risultati e affidabilità del codice di calcolo**

Il calcolo è stato svolto mediante l'implementazione della procedura analitica sopra riportata, in un comune foglio di calcolo elettronico di diffuso utilizzo.

Le formule introdotte derivano direttamente dai testi di normativa e sono state verificate, in origine, svolgendo esercizi risolti in letteratura.

**N) Allegati**

- 1 - parete nodi 1-2-3-4 con cerniera di rotazione al P.T.
- 2 - parete nodi 1-15-18-30 con cerniera di rotazione al P.2°
- 3 - parete nodi 4-5-6-7-8 con cerniera di rotazione al P.1°
- 4 - parete nodi 4-5-6-7-8 con cerniera di rotazione al P.2°
- 5 - parete nodi 8-24 con cerniera di rotazione al P.1°
- 6 - parete nodi 8-24 con cerniera di rotazione al P.2°
- 7 - parete nodi 20-21-22-23-24 con cerniera di rotazione al P.2°

IL TECNICO  
Ing. Luca Signorini

PARETE NODI 1-2-3-4 E CERNIERA AL PT

altezza media edificio $H_{med}$ (m)	15,75	0,085 telai in acciaio; 0,075 telai in CA; 0,05 negli altri casi									
coefficiente di tipologia $C_1$	0,05										
periodo modo principale $T_1$ (sec.)	0,395										
categoria terreno	C										
$a_g/g$	$F_o$	$T_c^*$	$T_B$	$T_C$	$T_D$	$C_C$	$S_S$	$S_T$	$q$		
0,1169	2,620	0,303	0,157	0,472	2,068	1,56	1,50	1,00	2,00		

poiché  $T_1 < T_B \Rightarrow$  edificio rigido  $\Rightarrow S_d[g] = 0,230$  inserire il corretto riferimento alla cella del grafico a lato

Analisi carichi

a) Copertura in legno

$\Psi/2$	Fatto	Progetto
-	30	40 daN/mq
-	100	100 daN/mq
0	120	120 daN/mq
neve (accidentali)		
totale		
	250	260 daN/mq
totale (con accidentali ridotti)		
	130	140 daN/mq

b) Sottotetto: solaio in legno

$\Psi/2$	Fatto	Progetto
-	340	190 daN/mq
-	10	80 daN/mq
0,3	300	300 daN/mq
accidentale B		
totale		
	650	570 daN/mq
totale (con accidentali ridotti)		
	440	360 daN/mq

c) Uffici: solaio in legno

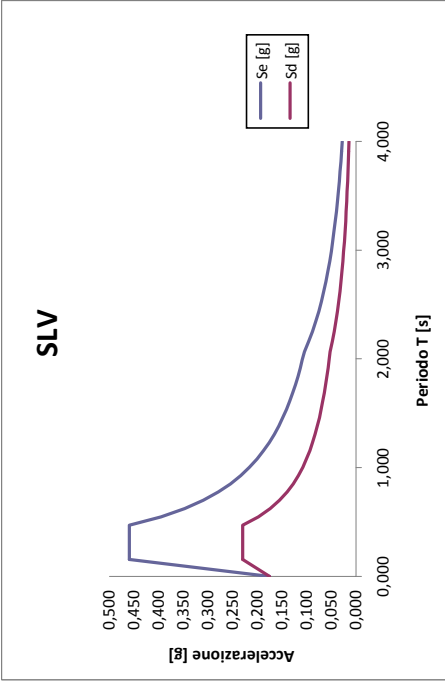
$\Psi/2$	Fatto	Progetto
-	190	200 daN/mq
-	110	190 daN/mq
0,3	300	300 daN/mq
accidentale B		
totale		
	600	690 daN/mq
totale (con accidentali ridotti)		
	390	480 daN/mq

d) Muratura portante 4T

sp. (m)	daN/m <sup>3</sup>	daN/m <sup>2</sup>
0,550	1.800	990,0
0,040	2.000	80,0
intonaco		
totale		
media	daN/m <sup>3</sup>	1.070
		1.945

e) Muratura portante 3T

sp. (m)	daN/m <sup>3</sup>	daN/m <sup>2</sup>
0,410	1.800	738,0
0,040	2.000	80,0
intonaco		
totale		
media	daN/m <sup>3</sup>	820
		2.000



T [s]	Se [g]	Sd [g]
0,000	0,175	0,175
0,157	0,459	0,230
0,472	0,459	0,230
0,548	0,396	0,198
0,624	0,347	0,174
0,700	0,310	0,155
0,776	0,279	0,140
0,852	0,254	0,127
0,928	0,234	0,117
1,004	0,216	0,108
1,080	0,201	0,100
1,156	0,188	0,094
1,232	0,178	0,088
1,308	0,166	0,083
1,384	0,157	0,078
1,460	0,148	0,074
1,536	0,141	0,071
1,612	0,134	0,067
1,688	0,128	0,064
1,764	0,123	0,061
1,840	0,118	0,059
1,916	0,113	0,057
1,992	0,109	0,054
2,068	0,105	0,052
2,160	0,096	0,048
2,252	0,088	0,044
2,344	0,082	0,041
2,436	0,076	0,038
2,528	0,070	0,035
2,620	0,065	0,033
2,712	0,061	0,030
2,804	0,057	0,029
2,896	0,053	0,027
2,988	0,050	0,025
3,080	0,047	0,024
3,172	0,045	0,022
3,264	0,042	0,021
3,356	0,040	0,020
3,448	0,038	0,019
3,540	0,036	0,018
3,632	0,034	0,017
3,724	0,032	0,016
3,816	0,031	0,015
3,908	0,029	0,015
4,000	0,028	0,014

### Meccanismo di collasso: CINEMATISMO N.1

Si considera il meccanismo con cerniera al P.T. in quanto le strutture del solaio "0" appaiono sufficientemente rigide.

I solai vengono considerati privi di comportamento membranale nel proprio piano in quanto privi di dispositivi di ancoraggio.

Calcolo riferito all'intera parete a partire dalla finestra tra i nodi 1-2 e la finestra tra i nodi 4-5, per una lunghezza di 9,50 m.

#### Caratteristiche muratura in mattoni pieni e malta di calce

Resistenza a compressione media muratura	$f_m$	t/mq	240
Resistenza a compressione di progetto muratura	$f_d$	t/mq	120
Resistenza a taglio media muratura	$t_o$	t/mq	6
Resistenza a taglio di progetto muratura	$t_{od}$	t/mq	3,0

#### Coefficienti di sicurezza

Fattore confidenza	FC	adim.	1,00
Fattore di sicurezza materiale	$\gamma_M$	adim.	2

#### Dati del fabbricato

Fattore di struttura	q	adim.	2,00
Altezza cerniera meccanismo da terra	Z	ml	0,00
Altezza edificio	H	ml	15,75

#### Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (NTC 2008)

##### Parametri spettrali da NTC 2008 (SLV)

Terreno tipo	C
Accelerazione $a_g$	(g) 0,1169
Amplificazione $F_0$	(adim) 2,620
Periodo $T^*c$	(sec) 0,303
Coefficiente $S_T$	(adim) 1,00
Coefficiente $S_s$	(adim) 1,50
Coefficiente $S$	(adim) 1,50
Coefficiente $C_c$	(adim) 1,56
Periodo $T_B$	(sec) 0,157
Periodo $T_C$	(sec) 0,472
Periodo $T_D$	(sec) 2,068
Periodo edificio $T_1$	(sec) 0,395
$S_d(T_1)$	(g) 0,230
$S_d(T_1)$	(m/sec <sup>2</sup> ) 2,253

0,05 edificio con struttura mista o in muratura

Il sistema di riferimento è costituito da una coppia di assi cartesiani ortogonali aventi origine nella cerniera di rotazione senza tener conto del suo eventuale arretramento  $\bar{x}$ ; asse X orizzontale positivo nel verso opposto alla rotazione del muro; asse Y verticale positivo verso l'alto.

#### Analisi carichi

	Larghezza	Lunghezza	Altezza	Carico unitario	Carico totale	X	Y
	m	m	m	kg/(u.m.)	kg	[m]	[m]
P1 Parete spessore 4T	0,55	7,20	14,80	1.945	114.020	0,275	7,400
P2 Parete spessore 3T	0,41	2,30	14,80	2.000	27.913	0,205	7,400
P3 Spalla interna 3T nodo 2	0,70	0,41	14,80	2.000	8.496	0,900	7,400
P4 Spalla interna 3T nodo 3	0,60	0,41	14,80	2.000	7.282	0,850	7,400
P5 Detrarre finestre PT sp. 4T	0,55	2,30	2,20	1.945	-5.415	0,275	2,000
Detrarre finestre PT sp. 3T	0,41	1,15	2,20	2.000	-2.075	0,205	2,000
P6 Detrarre finestre P1 sp. 4T	0,55	2,30	2,20	1.945	-5.415	0,275	6,200
Detrarre finestre P1 sp. 3T	0,41	1,15	2,20	2.000	-2.075	0,205	6,200
P7 Detrarre finestre P2 sp. 4T	0,55	2,30	2,20	1.945	-5.415	0,275	10,700
Detrarre finestre P2 sp. 3T	0,41	1,15	2,20	2.000	-2.075	0,205	10,700
P8 Gronda	1,00	9,50	1,00	630	5.985	0,000	14,800
P9 Copertura	2,40	9,50	1,00	130	2.964	0,420	15,750
P10 3° solaio	1,10	9,50	1,00	440	4.598	0,420	12,850
P11 2° solaio	1,10	9,50	1,00	390	4.076	0,420	8,700
P12 1° solaio	1,10	9,50	1,00	390	4.076	0,420	4,200

#### Forze peso applicate sui blocchi

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	G1 + G2
		m	m	kg
P1	Parete spessore 4T	0,275	7,400	114.020
P2	Parete spessore 3T	0,205	7,400	27.913
P3	Spalla interna 3T nodo 2	0,900	7,400	8.496
P4	Spalla interna 3T nodo 3	0,850	7,400	7.282
P5	Detrarre finestre PT sp. 4T	0,275	2,000	-5.415
	Detrarre finestre PT sp. 3T	0,205	2,000	-2.075
P6	Detrarre finestre P1 sp. 4T	0,275	6,200	-5.415
	Detrarre finestre P1 sp. 3T	0,205	6,200	-2.075
P7	Detrarre finestre P2 sp. 4T	0,275	10,700	-5.415
	Detrarre finestre P2 sp. 3T	0,205	10,700	-2.075
P8	Gronda	0,000	14,800	5.985
P9	Copertura	0,420	15,750	2.964
P10	3° solaio	0,420	12,850	4.598
P11	2° solaio	0,420	8,700	4.076
P12	1° solaio	0,420	4,200	4.076
Totale				156.940
				kg



#### Valutazione arretramento cerniera di rotazione

Arretramento polo di rotazione rispetto al filo esterno parete (m):

Resistenza compressione di		
progetto muratura	(t/mq)	120
Larghezza sezione della cerniera	(m)	9,50
Peso totale coinvolto	(kg)	156.940
Formula $t = 2N / (3 \sigma L)$	(m)	0,092

#### Valutazione degli spostamenti e dei lavori virtuali

Forze peso applicate sui blocchi (carichi verticali)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pi	Spost. virtuale dy	Pi dy,i	$\delta\alpha = 0,1^\circ$			
							Rp	fp	X'	Y'
		m	m	kg	cm	kg cm				
P1	Parete spessore 4T	0,275	7,400	114.020	0,031	3.518	7,4023	88,5817	-1,2916	0,0309
P2	Parete spessore 3T	0,205	7,400	27.913	0,019	520	7,4009	89,1234	-1,2916	0,0186
P3	Spalla interna 3T nodo 2	0,900	7,400	8.496	0,140	1.189	7,4440	83,7669	-1,2917	0,1399
P4	Spalla interna 3T nodo 3	0,850	7,400	7.282	0,131	955	7,4387	84,1497	-1,2917	0,1312
P5	Detrarre finestre PT sp. 4T	0,275	2,000	-5.415	0,032	-172	2,0084	84,7657	-0,3491	0,0317
	Detrarre finestre PT sp. 3T	0,205	2,000	-2.075	0,019	-40	2,0032	86,7599	-0,3491	0,0195
P6	Detrarre finestre P1 sp. 4T	0,275	6,200	-5.415	0,031	-168	6,2027	88,3073	-1,0821	0,0310
	Detrarre finestre P1 sp. 3T	0,205	6,200	-2.075	0,019	-39	6,2010	88,9538	-1,0821	0,0188
P7	Detrarre finestre P2 sp. 4T	0,275	10,700	-5.415	0,030	-164	10,7016	89,0190	-1,8675	0,0303
	Detrarre finestre P2 sp. 3T	0,205	10,700	-2.075	0,018	-38	10,7006	89,3937	-1,8675	0,0181
P8	Gronda	0,000	14,800	5.985	-0,018	-109	14,8003	90,3553	-2,5831	-0,0183
P9	Copertura	0,420	15,750	2.964	0,055	163	15,7534	88,8062	-2,7489	0,0549
P10	3° solaio	0,420	12,850	4.598	0,055	254	12,8542	88,5368	-2,2428	0,0553
P11	2° solaio	0,420	8,700	4.076	0,056	228	8,7062	87,8394	-1,5185	0,0560
P12	1° solaio	0,420	4,200	4.076	0,057	231	4,2128	85,5315	-0,7331	0,0566
<b>Totale</b>				<b>156.940</b>		<b>6.328</b>				
				<b>kg</b>		<b>kg cm</b>				

Forze peso applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pi	Spost. virtuale dx	Pi dx,i	Pi dx,i <sup>2</sup>	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	kg	cm	kg cm	kg cm <sup>2</sup>				
P1	Parete spessore 4T	0,275	7,400	114.020	1,292	147.265	190.203	7,4023	88,5817	-1,2916	0,0309
P2	Parete spessore 3T	0,205	7,400	27.913	1,292	36.051	46.562	7,4009	89,1234	-1,2916	0,0186
P3	Spalla interna 3T nodo 2	0,900	7,400	8.496	1,292	10.974	14.175	7,4440	83,7669	-1,2917	0,1399
P4	Spalla interna 3T nodo 3	0,850	7,400	7.282	1,292	9.406	12.149	7,4387	84,1497	-1,2917	0,1312
P5	Detrarre finestre PT sp. 4T	0,275	2,000	-5.415	0,349	-1.890	-660	2,0084	84,7657	-0,3491	0,0317
	Detrarre finestre PT sp. 3T	0,205	2,000	-2.075	0,349	-724	-253	2,0032	86,7599	-0,3491	0,0195
P6	Detrarre finestre P1 sp. 4T	0,275	6,200	-5.415	1,082	-5.860	-6.341	6,2027	88,3073	-1,0821	0,0310
	Detrarre finestre P1 sp. 3T	0,205	6,200	-2.075	1,082	-2.245	-2.430	6,2010	88,9538	-1,0821	0,0188
P7	Detrarre finestre P2 sp. 4T	0,275	10,700	-5.415	1,868	-10.113	-18.886	10,7016	89,0190	-1,8675	0,0303
	Detrarre finestre P2 sp. 3T	0,205	10,700	-2.075	1,868	-3.875	-7.237	10,7006	89,3937	-1,8675	0,0181
P8	Gronda	0,000	14,800	5.985	2,583	15.460	39.933	14,8003	90,3553	-2,5831	-0,0183
P9	Copertura	0,420	15,750	2.964	2,749	8.148	22.398	15,7534	88,8062	-2,7489	0,0549
P10	3° solaio	0,420	12,850	4.598	2,243	10.312	23.129	12,8542	88,5368	-2,2428	0,0553
P11	2° solaio	0,420	8,700	4.076	1,518	6.189	9.398	8,7062	87,8394	-1,5185	0,0560
P12	1° solaio	0,420	4,200	4.076	0,733	2.988	2.191	4,2128	85,5315	-0,7331	0,0566
<b>Totale</b>				<b>156.940</b>		<b>222.086</b>	<b>324.332</b>				
				<b>kg</b>		<b>kg cm</b>	<b>kg cm</b>				

Forze peso non direttamente applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pj	Spost. virtuale dx	Pj dx,j	Pi dx,i <sup>2</sup>	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	kg	cm	kg cm	kg cm <sup>2</sup>				
					0,000	0	0	0,0918	180,0000	0,0000	-0,0160
<b>Totale</b>				<b>0</b>		<b>0</b>	<b>0</b>				
				<b>kg</b>		<b>kg cm</b>	<b>kg cm</b>				

Non si considerano altri carichi applicati alla parete in quanto portati da altre strutture murarie dotate di sufficiente rigidità nella direzione del cinematismo.

#### Stato di fatto

Forze esterne

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Fh	Spost. virtuale dh	Fh dh	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	kg	cm	kg cm				
1	Ancoraggio travetti tetto	0,275	15,750	500	2,749	1.374	15,7511	89,3335	-2,7489	0,0296
<b>Totale</b>				<b>500</b>		<b>1.374</b>				
				<b>kg</b>		<b>kg cm</b>				

Si considera che i travetti della copertura, per la presenza di elementi lignei murati e per l'inclinazione del piano di appoggio, siano in grado di produrre una azione di ancoraggio media pari a circa 50 kg/travetto (10 travetti attivi nel tratto di parete considerato), visto il danno rilevato a livello di gronda con scorrimento in un letto di malta.

**Valutazione del moltiplicatore di attivazione del cinematismo  $a_0$**

$a_0 = 0,0347$

**Calcolo della massa partecipante  $M^*$  e della accelerazione  $a^*_0$**

Massa partecipante	$M^*g$	152.073	kg
Coeff.di partecipaz.	$e^*$	0,969	
Accelerazione di attivazione	$a^*_0$	0,0358	g
	$a^*_0$	0,351	m/sec <sup>2</sup>

**Verifica allo stato limite ultimo**

**Accelerazione al suolo**

$a^*_0 = 0,0358 \text{ g}$

Confronto di  $a_0^*$  con  $a_{SLV} S / q$ , si ha:

$S$	1,50		
$a_{SLV} = a_g \times g$	1,147	m/sec <sup>2</sup>	
$a_{SLV} S / q$	0,860	m/sec <sup>2</sup>	
$f_{a,SLV}$	<b>0,408</b>	<b>&lt; 1,00</b>	<b>NON VERIFICATO</b>

### Meccanismo di collasso: CINEMATISMO N.1

Si considera il meccanismo con cerniera al P.T. in quanto le strutture del solaio "0" appaiono sufficientemente rigide.

I solai vengono considerati privi di comportamento membranale nel proprio piano in quanto privi di dispositivi di ancoraggio.

Calcolo riferito all'intera parete a partire dalla finestra tra i nodi 1-2 e la finestra tra i nodi 4-5, per una lunghezza di 9,50 m.

#### Caratteristiche muratura in mattoni pieni e malta di calce

Resistenza a compressione media muratura	$f_m$	t/mq	240
Resistenza a compressione di progetto muratura	$f_d$	t/mq	120
Resistenza a taglio media muratura	$t_o$	t/mq	6
Resistenza a taglio di progetto muratura	$t_{od}$	t/mq	3,0

#### Coefficienti di sicurezza

Fattore confidenza	FC	adim.	1,00
Fattore di sicurezza materiale	$\gamma_M$	adim.	2

#### Dati del fabbricato

Fattore di struttura	q	adim.	2,00
Altezza cerniera meccanismo da terra	Z	ml	0,00
Altezza edificio	H	ml	15,75

#### Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (NTC 2008)

##### Parametri spettrali da NTC 2008 (SLV)

Terreno tipo	C
Accelerazione $a_g$	(g) 0,1169
Amplificazione $F_0$	(adim) 2,620
Periodo $T^*c$	(sec) 0,303
Coefficiente $S_T$	(adim) 1,00
Coefficiente $S_s$	(adim) 1,50
Coefficiente $S$	(adim) 1,50
Coefficiente $C_c$	(adim) 1,56
Periodo $T_B$	(sec) 0,157
Periodo $T_C$	(sec) 0,472
Periodo $T_D$	(sec) 2,068
Periodo edificio $T_1$	(sec) 0,395
$S_d(T_1)$	(g) 0,230
$S_d(T_1)$	(m/sec <sup>2</sup> ) 2,251

0,05 edificio con struttura mista o in muratura

Il sistema di riferimento è costituito da una coppia di assi cartesiani ortogonali aventi origine nella cerniera di rotazione senza tener conto del suo eventuale arretramento; l'asse X orizzontale positivo nel verso opposto alla rotazione del muro; l'asse Y verticale positivo verso l'alto.

#### Analisi carichi

	Larghezza	Lunghezza	Altezza	Carico unitario	Carico totale	X	Y
	m	m	m	kg/(u.m.)	kg	[m]	[m]
P1 Parete spessore 4T	0,55	7,20	14,80	1.945	114.020	0,275	7,400
P2 Parete spessore 3T	0,41	2,30	14,80	2.000	27.913	0,205	7,400
P3 Spalla interna 3T nodo 2	0,70	0,41	14,80	2.000	8.496	0,900	7,400
P4 Spalla interna 3T nodo 3	0,60	0,41	14,80	2.000	7.282	0,850	7,400
P5 Detrarre finestre PT sp. 4T	0,55	2,30	2,20	1.945	-5.415	0,275	2,000
Detrarre finestre PT sp. 3T	0,41	1,15	2,20	2.000	-2.075	0,205	2,000
P6 Detrarre finestre P1 sp. 4T	0,55	2,30	2,20	1.945	-5.415	0,275	6,200
Detrarre finestre P1 sp. 3T	0,41	1,15	2,20	2.000	-2.075	0,205	6,200
P7 Detrarre finestre P2 sp. 4T	0,55	2,30	2,20	1.945	-5.415	0,275	10,700
Detrarre finestre P2 sp. 3T	0,41	1,15	2,20	2.000	-2.075	0,205	10,700
P8 Gronda	1,00	9,50	1,00	630	5.985	0,000	14,800
P9 Copertura	2,40	9,50	1,00	140	3.192	0,420	15,750
P10 3° solaio	1,10	9,50	1,00	360	3.762	0,420	12,850
P11 2° solaio	1,10	9,50	1,00	480	5.016	0,420	8,700
P12 1° solaio	1,10	9,50	1,00	480	5.016	0,420	4,200

#### Forze peso applicate sui blocchi

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	G1 + G2
		m	m	kg
P1	Parete spessore 4T	0,275	7,400	114.020
P2	Parete spessore 3T	0,205	7,400	27.913
P3	Spalla interna 3T nodo 2	0,900	7,400	8.496
P4	Spalla interna 3T nodo 3	0,850	7,400	7.282
P5	Detrarre finestre PT sp. 4T	0,275	2,000	-5.415
	Detrarre finestre PT sp. 3T	0,205	2,000	-2.075
P6	Detrarre finestre P1 sp. 4T	0,275	6,200	-5.415
	Detrarre finestre P1 sp. 3T	0,205	6,200	-2.075
P7	Detrarre finestre P2 sp. 4T	0,275	10,700	-5.415
	Detrarre finestre P2 sp. 3T	0,205	10,700	-2.075
P8	Gronda	0,000	14,800	5.985
P9	Copertura	0,420	15,750	3.192
P10	3° solaio	0,420	12,850	3.762
P11	2° solaio	0,420	8,700	5.016
P12	1° solaio	0,420	4,200	5.016
<b>Totale</b>				<b>158.212</b>
				<b>kg</b>

### Valutazione arretramento cerniera di rotazione

Arretramento polo di rotazione rispetto al filo esterno parete (m):

Resistenza compressione di		
progetto muratura	(t/mq)	120
Larghezza sezione della cerniera	(m)	9,50
Peso totale coinvolto	(kg)	158.212
Formula $t = 2N / (3 \text{ sigma } L)$	(m)	0,093

### Valutazione degli spostamenti e dei lavori virtuali

Forze peso applicate sui blocchi (carichi verticali)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pi	Spost. virtuale dy	Pi dy <sub>i</sub>	$\delta\alpha = 0,1^\circ$			
							Rp	fp	X'	Y'
		m	m	kg	cm	kg cm				
P1	Parete spessore 4T	0,275	7,400	114.020	0,031	3.503	7,4022	88,5874	-1,2916	0,0307
P2	Parete spessore 3T	0,205	7,400	27.913	0,019	517	7,4009	89,1292	-1,2916	0,0185
P3	Spalla interna 3T nodo 2	0,900	7,400	8.496	0,140	1.188	7,4439	83,7726	-1,2917	0,1398
P4	Spalla interna 3T nodo 3	0,850	7,400	7.282	0,131	955	7,4387	84,1554	-1,2917	0,1311
P5	Detrarre finestre PT sp. 4T	0,275	2,000	-5.415	0,032	-171	2,0083	84,7868	-0,3491	0,0315
	Detrarre finestre PT sp. 3T	0,205	2,000	-2.075	0,019	-40	2,0032	86,7811	-0,3491	0,0193
P6	Detrarre finestre P1 sp. 4T	0,275	6,200	-5.415	0,031	-167	6,2027	88,3142	-1,0821	0,0309
	Detrarre finestre P1 sp. 3T	0,205	6,200	-2.075	0,019	-39	6,2010	88,9607	-1,0821	0,0187
P7	Detrarre finestre P2 sp. 4T	0,275	10,700	-5.415	0,030	-164	10,7016	89,0230	-1,8675	0,0302
	Detrarre finestre P2 sp. 3T	0,205	10,700	-2.075	0,018	-37	10,7006	89,3977	-1,8675	0,0180
P8	Gronda	0,000	14,800	5.985	-0,018	-110	14,8003	90,3582	-2,5831	-0,0184
P9	Copertura	0,420	15,750	3.192	0,055	175	15,7534	88,8089	-2,7489	0,0548
P10	3° solaio	0,420	12,850	3.762	0,055	208	12,8542	88,5402	-2,2428	0,0552
P11	2° solaio	0,420	8,700	5.016	0,056	280	8,7062	87,8443	-1,5185	0,0558
P12	1° solaio	0,420	4,200	5.016	0,057	283	4,2127	85,5416	-0,7331	0,0565
<b>Totale</b>				<b>158.212</b>		<b>6.379</b>				
				<b>kg</b>		<b>kg cm</b>				

Forze peso applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pi	Spost. virtuale dx	Pi dx <sub>i</sub>	Pi dx <sub>i</sub> <sup>2</sup>	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	kg	cm	kg cm	kg cm <sup>2</sup>				
P1	Parete spessore 4T	0,275	7,400	114.020	1,292	147.265	190.203	7,4022	88,5874	-1,2916	0,0307
P2	Parete spessore 3T	0,205	7,400	27.913	1,292	36.051	46.562	7,4009	89,1292	-1,2916	0,0185
P3	Spalla interna 3T nodo 2	0,900	7,400	8.496	1,292	10.974	14.175	7,4439	83,7726	-1,2917	0,1398
P4	Spalla interna 3T nodo 3	0,850	7,400	7.282	1,292	9.406	12.149	7,4387	84,1554	-1,2917	0,1311
P5	Detrarre finestre PT sp. 4T	0,275	2,000	-5.415	0,349	-1.890	-660	2,0083	84,7868	-0,3491	0,0315
	Detrarre finestre PT sp. 3T	0,205	2,000	-2.075	0,349	-724	-253	2,0032	86,7811	-0,3491	0,0193
P6	Detrarre finestre P1 sp. 4T	0,275	6,200	-5.415	1,082	-5.860	-6.341	6,2027	88,3142	-1,0821	0,0309
	Detrarre finestre P1 sp. 3T	0,205	6,200	-2.075	1,082	-2.245	-2.430	6,2010	88,9607	-1,0821	0,0187
P7	Detrarre finestre P2 sp. 4T	0,275	10,700	-5.415	1,868	-10.113	-18.886	10,7016	89,0230	-1,8675	0,0302
	Detrarre finestre P2 sp. 3T	0,205	10,700	-2.075	1,868	-3.875	-7.237	10,7006	89,3977	-1,8675	0,0180
P8	Gronda	0,000	14,800	5.985	2,583	15.460	39.933	14,8003	90,3582	-2,5831	-0,0184
P9	Copertura	0,420	15,750	3.192	2,749	8.775	24.121	15,7534	88,8089	-2,7489	0,0548
P10	3° solaio	0,420	12,850	3.762	2,243	8.437	18.923	12,8542	88,5402	-2,2428	0,0552
P11	2° solaio	0,420	8,700	5.016	1,518	7.617	11.566	8,7062	87,8443	-1,5185	0,0558
P12	1° solaio	0,420	4,200	5.016	0,733	3.677	2.696	4,2127	85,5416	-0,7331	0,0565
<b>Totale</b>				<b>158.212</b>		<b>222.954</b>	<b>324.523</b>				
				<b>kg</b>		<b>kg cm</b>	<b>kg cm<sup>2</sup></b>				

Forze peso non direttamente applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pj	Spost. virtuale dx	Pj dx <sub>j</sub>	Pi dx <sub>i</sub> <sup>2</sup>	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	kg	cm	kg cm	kg cm <sup>2</sup>				
					0,000	0	0	0,0925	180,0000	0,0000	-0,0161
<b>Totale</b>				<b>0</b>		<b>0</b>	<b>0</b>				
				<b>kg</b>		<b>kg cm</b>	<b>kg cm<sup>2</sup></b>				

Non si considerano altri carichi applicati alla parete in quanto portati da altre strutture murarie dotate di sufficiente rigidità nella direzione del cinematismo.

### Stato di fatto

Forze esterne

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Fh/m	Spost. virtuale dh	Fh dh/m	Fh dh	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	kg/m	cm	kg cm/m	kg cm				
1	Ancoraggio a Solaio 1	0,275	4,200	557	0,733	408	3.879	4,2040	87,5122	-0,7331	0,0312
2	Ancoraggio a Solaio 2	0,275	8,700	1.149	1,518	1.745	16.575	8,7019	88,7984	-1,5185	0,0305
3	Ancoraggio a Solaio 3	0,275	12,850	1.214	2,243	2.723	25.866	12,8513	89,1864	-2,2428	0,0299
4	Ancoraggio tetto	0,275	14,800	683	2,583	1.764	16.761	14,8011	89,2936	-2,5831	0,0296
<b>Totale</b>				<b>557</b>		<b>6.640</b>	<b>63.080</b>				
				<b>kg</b>		<b>kg cm/m</b>	<b>kg cm</b>				

Si considera che i diaframmi attivati ai diversi piani dell'edificio siano in grado di offrire una azione di trattenuta, equivalente alle azioni sismiche sollecitanti e determinate con distribuzione da analisi statica lineare.

### Valutazione del moltiplicatore di attivazione del cinematismo $\alpha_n$

$$a_0 = 0,3115$$

**Calcolo della massa partecipante  $M^*$  e della accelerazione  $a^*_0$**

Massa partecipante	$M^*g$	153.174	kg
Coeff.di partecipaz.	$e^*$	0,968	
Accelerazione di attivazione	$a^*_0$	0,3218	g
	$a^*_0$	3,157	m/sec <sup>2</sup>

**Verifica allo stato limite ultimo**

**Accelerazione al suolo**

$$a^*_0 = 0,3218 \text{ g}$$

Confronto di  $a^*_0$  con  $a_{SLV}$  S / q, si ha:

S	1,50		
$a_{SLV} = a_g \times g$	1,147	m/sec <sup>2</sup>	
$a_{SLV} \text{ S / q}$	0,860	m/sec <sup>2</sup>	
$f_{a,SLV}$	3,670	>= 1,00	VERIFICATO

## **Meccanismo di collasso: CINEMATISMO N.2**

### **VERIFICA A FLESSIONE DELLA PARETE**

Parete vincolata al piede ed in sommità con schema di calcolo a trave semplicemente appoggiata.

Si considera il contributo irrigidente delle pareti trasversali di facciata riducendo il momento sollecitante per il fattore geometrico  $L1=1/(1+\lambda^4)$  ove  $\lambda=H/a$  con "H" altezza della parete ed "a" distanza irrigidimenti.

Essendo tutti gli impalcati ancorati alla parete, la verifica viene condotta con riferimento al 1° piano (di altezza maggiore pari a 4,5 m), con riferimento all'intera facciata (nodi 1-2-3-4-5, lunghezze 14,0 m) e considerati non efficaci gli ancoraggi intermedi alle pareti interne.

#### **Azioni agenti fuori piano**

Peso muratura	14.405 daN/m
Sd[g] =	0,2297 g
Azione sismica sulla muratura	3309 daN/m
Altezza media muratura	4,5 m

M sollecitante	8376 daNm
$\lambda$	0,321
L1	0,9894
M sollecitante ridotto	8287 daNm

#### **Momento resistente**

Carico assiale a metà altezza

- parete	32411 daN
- copertura	4.704 daN
- gronda	8.820 daN
- 3° solaio	5.544 daN
- 2° solaio	7.392 daN
-	daN
Carico totale	58871 daN

spessore muratura (t)	55 cm
larghezza muratura (B)	1400 cm
x: zona compressa con 0,85x <sub>fd</sub>	4,12 cm
eccentricità = t/2-x/2	25,44 cm
M <sub>res</sub>	14976 daNm

Coeff. di sicurezza	1,81 $\geq$ 1,00	VERIFICATO
---------------------	------------------	------------

**Inserimento di un rinforzo: non necessario**

PARETE NODI 1-15-18-30 E CERNIERA AL P2°

altezza media edificio $H_{med}$ (m)	15,75	0,085 telai in acciaio; 0,075 telai in CA; 0,05 negli altri casi									
coefficiente di tipologia $C_1$	0,05										
periodo modo principale $T_1$ (sec.)	0,395										
categoria terreno	C										
$a_g/g$	$F_o$	$T_c^*$	$T_B$	$T_C$	$T_D$	$C_C$	$S_S$	$S_T$	$q$		
0,1169	2,620	0,303	0,157	0,472	2,068	1,56	1,50	1,00	2,00		

poiché  $T_1 < T_B \Rightarrow$  edificio rigido  $\Rightarrow S_d[g] = 0,230$  inserire il corretto riferimento alla cella del grafico a lato

Analisi carichi

a) Copertura in legno

$\Psi/2$	Fatto	Progetto
-	30	40 daN/mq
-	100	100 daN/mq
0	120	120 daN/mq
neve (accidentali)		
totale		
	250	260 daN/mq
totale (con accidentali ridotti)		
	130	140 daN/mq

b) Sottotetto: solaio in legno

$\Psi/2$	Fatto	Progetto
-	340	190 daN/mq
-	10	80 daN/mq
0,3	300	300 daN/mq
accidentale B		
totale		
	650	570 daN/mq
totale (con accidentali ridotti)		
	440	360 daN/mq

c) Sottotetto: solaio "Varese"

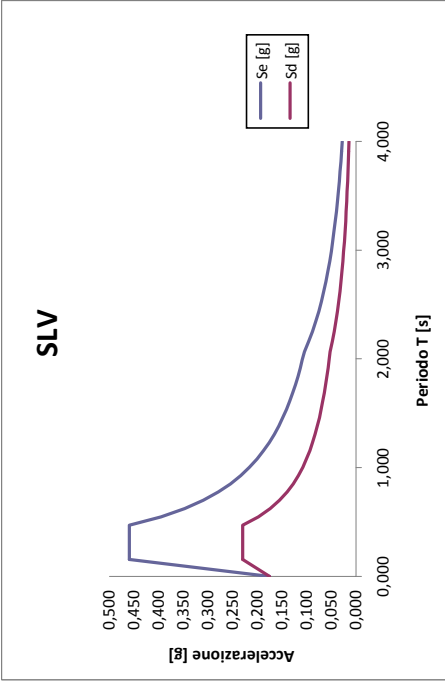
$\Psi/2$	Fatto	Progetto
-	405	255 daN/mq
-	40	110 daN/mq
0,3	300	300 daN/mq
accidentale B		
totale		
	745	665 daN/mq
totale (con accidentali ridotti)		
	535	455 daN/mq

d) Muratura portante 4T

sp. (m)	daN/m <sup>3</sup>	daN/m <sup>2</sup>
0,550	1.800	990,0
0,040	2.000	80,0
intonaco		
totale		
	daN/m <sup>3</sup>	1.070
		1.945

e) Muratura portante 2T

sp. (m)	daN/m <sup>3</sup>	daN/m <sup>2</sup>
0,270	1.800	486,0
0,040	2.000	80,0
intonaco		
totale		
	daN/m <sup>3</sup>	570
		2.111



T [s]	Se [g]	Sd [g]
0,000	0,175	0,175
0,157	0,459	0,230
0,472	0,459	0,230
0,548	0,396	0,198
0,624	0,347	0,174
0,700	0,310	0,155
0,776	0,279	0,140
0,852	0,254	0,127
0,928	0,234	0,117
1,004	0,216	0,108
1,080	0,201	0,100
1,156	0,188	0,094
1,232	0,178	0,088
1,308	0,166	0,083
1,384	0,157	0,078
1,460	0,148	0,074
1,536	0,141	0,071
1,612	0,134	0,067
1,688	0,128	0,064
1,764	0,123	0,061
1,840	0,118	0,059
1,916	0,113	0,057
1,992	0,109	0,054
2,068	0,105	0,052
2,160	0,096	0,048
2,252	0,088	0,044
2,344	0,082	0,041
2,436	0,076	0,038
2,528	0,070	0,035
2,620	0,065	0,033
2,712	0,061	0,030
2,804	0,057	0,029
2,896	0,053	0,027
2,988	0,050	0,025
3,080	0,047	0,024
3,172	0,045	0,022
3,264	0,042	0,021
3,356	0,040	0,020
3,448	0,038	0,019
3,540	0,036	0,018
3,632	0,034	0,017
3,724	0,032	0,016
3,816	0,031	0,015
3,908	0,029	0,015
4,000	0,028	0,014

### Meccanismo di collasso: CINEMATISMO N.1

Si considera il meccanismo con cerniera al P.2° in quanto il meccanismo si è evidenziato ai piani inferiori.

I solai vengono considerati privi di comportamento membranale nel proprio piano in quanto privi di dispositivi di ancoraggio.

Calcolo riferito all'intera parete a partire dalla spalla della finestra vicina al nodo 1 e la spalla della finestra vicina al nodo 30, per una lunghezza di 12,50 m.

#### **Caratteristiche muratura in mattoni pieni e malta di calce**

Resistenza a compressione media muratura	$f_m$	t/mq	<b>240</b>
Resistenza a compressione di progetto muratura	$f_d$	t/mq	<b>120</b>
Resistenza a taglio media muratura	$t_o$	t/mq	<b>6</b>
Resistenza a taglio di progetto muratura	$t_{od}$	t/mq	<b>3,0</b>

#### **Coefficienti di sicurezza**

Fattore confidenza	FC	adim.	<b>1,00</b>
Fattore di sicurezza materiale	$\gamma_M$	adim.	<b>2</b>

#### **Dati del fabbricato**

Fattore di struttura	q	adim.	<b>2,00</b>
Altezza cerniera meccanismo da terra	Z	ml	<b>8,70</b>
Altezza edificio	H	ml	<b>15,75</b>

#### **Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (NTC 2008)**

##### **Parametri spettrali da NTC 2008 (SLV)**

Terreno tipo

**C**

Accelerazione $a_g$	(g)	<b>0,1169</b>
Amplificazione $F_0$	(adim)	<b>2,620</b>
Periodo $T^*c$	(sec)	<b>0,303</b>

Coefficiente $S_T$	(adim)	<b>1,00</b>
Coefficiente $S_s$	(adim)	<b>1,50</b>
Coefficiente $S$	(adim)	<b>1,50</b>
Coefficiente $C_c$	(adim)	<b>1,56</b>

Periodo $T_B$	(sec)	<b>0,157</b>
Periodo $T_C$	(sec)	<b>0,472</b>
Periodo $T_D$	(sec)	<b>2,068</b>

Periodo edificio $T_1$	(sec)	<b>0,395</b>
------------------------	-------	--------------

0,05 edificio con struttura mista o in muratura

$S_e(T_B)$	(g)	<b>0,230</b>
$S_e(T_B)$	(m/sec <sup>2</sup> )	<b>2,251</b>

Il sistema di riferimento è costituito da una coppia di assi cartesiani ortogonali aventi origine nella cerniera di rotazione senza tener conto del suo eventuale arretramento t; asse X orizzontale positivo nel verso opposto alla rotazione del muro; asse Y verticale positivo verso l'alto.

#### Analisi carichi

		Larghezza	Lunghezza	Altezza	Carico unitario	Carico totale		
		m	m	m	daN/(u.m.)	daN	X [m]	Y [m]
P1	Parete spessore 4T	0,55	12,50	6,10	1.945	81.588	0,275	3,050
P2	Detrarre finestre P2 sp. 4T	0,55	3,45	2,20	1.945	-8.122	0,275	2,000
P3	Gronda	1,00	12,50	1,00	630	7.875	0,000	6,100
P4	Copertura	2,40	12,50	1,00	130	3.900	0,420	7,050
P5	3° solaio in legno _ _	2,50	4,50	1,00	440	4.950	0,420	4,150
P6	3° solaio in legno //	0,70	8,00	1,00	440	2.464	0,420	4,150

#### Forze peso applicate sui blocchi

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	G1 + G2 daN
P1	Parete spessore 4T	0,275	3,050	81.588
P2	Detrarre finestre P2 sp. 4T	0,275	2,000	-8.122
P3	Gronda	0,000	6,100	7.875
P4	Copertura	0,420	7,050	3.900
P5	3° solaio in legno _ _	0,420	4,150	4.950
P6	3° solaio in legno //	0,420	4,150	2.464
<b>Totale</b>				<b>92.655 daN</b>

#### Valutazione arretramento cerniera di rotazione

**Arretramento polo di rotazione rispetto al filo esterno parete (m):**

Resistenza compressione di progetto muratura	(t/mq)	<b>120</b>
Larghezza sezione della cerniera	(m)	<b>12,50</b>
Peso totale coinvolto	(daN)	<b>92.655</b>
Formula $t = 2N / (3 \sigma L)$	(m)	<b>0,041</b>



### Valutazione degli spostamenti e dei lavori virtuali

#### Forze peso applicate sui blocchi (carichi verticali)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pi	Spost. virtuale dy	Pi dy,i	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	daN	cm	daN cm				
P1	Parete spessore 4T	0,275	3,050	81.588	0,040	3.292	3,0589	85,6161	-0,5324	0,0403
P2	Detrarre finestre P2 sp. 4T	0,275	2,000	-8.122	0,041	-329	2,0136	83,3318	-0,3491	0,0405
P3	Gronda	0,000	6,100	7.875	-0,008	-64	6,1001	90,3868	-1,0646	-0,0081
P4	Copertura	0,420	7,050	3.900	0,065	254	7,0602	86,9243	-1,2305	0,0650
P5	3° solaio in legno _ _	0,420	4,150	4.950	0,065	324	4,1673	84,7844	-0,7244	0,0655
P6	3° solaio in legno //	0,420	4,150	2.464	0,065	161	4,1673	84,7844	-0,7244	0,0655
<b>Totale</b>				<b>92.655</b>		<b>3.638</b>				
				<b>daN</b>		<b>daN cm</b>				

$\delta\alpha = 0,1^\circ$

#### Forze peso applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pi	Spost. virtuale dx	Pi dx,i	Pi dx,i <sup>2</sup>	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	daN	cm	daN cm	daN cm <sup>2</sup>				
P1	Parete spessore 4T	0,275	3,050	81.588	0,532	43.434	23.123	3,0589	85,6161	-0,5324	0,0403
P2	Detrarre finestre P2 sp. 4T	0,275	2,000	-8.122	0,349	-2.835	-990	2,0136	83,3318	-0,3491	0,0405
P3	Gronda	0,000	6,100	7.875	1,065	8.384	8.926	6,1001	90,3868	-1,0646	-0,0081
P4	Copertura	0,420	7,050	3.900	1,231	4.799	5.905	7,0602	86,9243	-1,2305	0,0650
P5	3° solaio in legno _ _	0,420	4,150	4.950	0,724	3.586	2.597	4,1673	84,7844	-0,7244	0,0655
P6	3° solaio in legno //	0,420	4,150	2.464	0,724	1.785	1.293	4,1673	84,7844	-0,7244	0,0655
<b>Totale</b>				<b>92.655</b>		<b>59.152</b>	<b>40.854</b>				
				<b>daN</b>		<b>daN cm</b>	<b>daN cm<sup>2</sup></b>				

#### Forze peso non direttamente applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pj	Spost. virtuale dx	Pj dx,j	Pi dx,i <sup>2</sup>	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	daN	cm	daN cm	daN cm <sup>2</sup>				
					0,000	0	0	0,0412	180,0000	0,0000	-0,0072
<b>Totale</b>				<b>0</b>		<b>0</b>	<b>0</b>				
				<b>daN</b>		<b>daN cm</b>	<b>daN cm<sup>2</sup></b>				

Non si considerano altri carichi applicati alla parete in quanto portati da altre strutture murarie dotate di sufficiente rigidità nella direzione del cinematismo.

### Stato di fatto

#### Forze esterne

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Fh	Spost. virtuale dh	Fh dh	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	daN	cm	daN cm				
1					0,000	0	0,0412	180,0000	0,0000	-0,0072
<b>Totale</b>				<b>0</b>		<b>0</b>				
				<b>daN</b>		<b>daN cm</b>				

Si trascura il contributo di ancoraggio fornito dal solaio in quanto non sono presenti dispositivi di ancoraggio meccanico, si trascura inoltre anche l'effetto dell'attrito tra travi e muro.

### Valutazione del moltiplicatore di attivazione del cinematismo $a_0$

$a_0 = 0,062$

### Calcolo della massa partecipante $M^*$ e della accelerazione $a_0^*$

Massa partecipante	$M^*g$	85.646	daN
Coeff.di partecipaz.	$e^*$	0,924	
Accelerazione di attivazione	$a_0^*$	0,0665	g
	$a_0^*$	0,653	m/sec <sup>2</sup>

### Verifica allo stato limite ultimo

#### Accelerazione al suolo

$a_0^* = 0,0665$  g

Confronto di  $a_0^*$  con  $a_{SLV}$  S / q, si ha:

S	1,50	
$a_{SLV}$	1,147	m/sec <sup>2</sup>
$a_{SLV}$ S / q	0,860	m/sec <sup>2</sup>
$f_{a,SLV}$	<b>0,759</b>	<b>&lt; 1,00</b> NON VERIFICATO

### Verifica allo stato limite ultimo in quota

$\psi(Z) = Z/H$	0,5524	
N° piani	4,0000	
$\gamma$	1,3333	
$S_d(T_1) = S_e(T_1)/q$	0,230	g
VERIFICA	<b>0,3933</b>	<b>&lt; 1,00</b> NON VERIFICATO

### Meccanismo di collasso: CINEMATISMO N.1

Si considera il meccanismo con cerniera al P.2° in quanto il meccanismo si è evidenziato ai piani inferiori.

I solai vengono considerati privi di comportamento membranale nel proprio piano in quanto privi di dispositivi di ancoraggio.

Calcolo riferito all'intera parete a partire dalla spalla della finestra vicina al nodo 1 e la spalla della finestra vicina al nodo 30, per una lunghezza di 12,50 m.

#### Caratteristiche muratura in mattoni pieni e malta di calce

Resistenza a compressione media muratura	$f_m$	t/mq	<b>240</b>
Resistenza a compressione di progetto muratura	$f_d$	t/mq	<b>120</b>
Resistenza a taglio media muratura	$t_o$	t/mq	<b>6</b>
Resistenza a taglio di progetto muratura	$t_{od}$	t/mq	<b>3,0</b>

#### Coefficienti di sicurezza

Fattore confidenza	FC	adim.	<b>1,00</b>
Fattore di sicurezza materiale	$\gamma_M$	adim.	<b>2</b>

#### Dati del fabbricato

Fattore di struttura	q	adim.	<b>2,00</b>
Altezza cerniera meccanismo da terra	Z	ml	<b>8,70</b>
Altezza edificio	H	ml	<b>15,75</b>

#### Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (NTC 2008)

##### Parametri spettrali da NTC 2008 (SLV)

Terreno tipo

C

Accelerazione $a_g$	(g)	<b>0,1169</b>
Amplificazione $F_0$	(adim)	<b>2,620</b>
Periodo $T^*c$	(sec)	<b>0,303</b>

Coefficiente $S_T$	(adim)	<b>1,00</b>
Coefficiente $S_s$	(adim)	<b>1,50</b>
Coefficiente $S$	(adim)	<b>1,50</b>
Coefficiente $C_c$	(adim)	<b>1,56</b>

Periodo $T_B$	(sec)	<b>0,157</b>
Periodo $T_C$	(sec)	<b>0,472</b>
Periodo $T_D$	(sec)	<b>2,068</b>

Periodo edificio $T_1$	(sec)	<b>0,395</b>
------------------------	-------	--------------

0,05 edificio con struttura mista o in muratura

$S_e(T_B)$	(g)	<b>0,230</b>
$S_e(T_B)$	(m/sec <sup>2</sup> )	<b>2,251</b>

Il sistema di riferimento è costituito da una coppia di assi cartesiani ortogonali aventi origine nella cerniera di rotazione senza tener conto del suo eventuale arretramento t; asse X orizzontale positivo nel verso opposto alla rotazione del muro; asse Y verticale positivo verso l'alto.

#### Analisi carichi

	Larghezza	Lunghezza	Altezza	Carico unitario	Carico totale	X	Y
	m	m	m	daN/(u.m.)	daN	[m]	[m]
P1 Parete spessore 4T	0,55	12,50	6,10	1.945	81.588	0,275	3,050
P2 Detrarre finestre P2 sp. 4T	0,55	3,45	2,20	1.945	-8.122	0,275	2,000
P3 Gronda	1,00	12,50	1,00	630	7.875	0,000	6,100
P4 Copertura	2,40	12,50	1,00	140	4.200	0,420	7,050
P5 3° solaio in legno _ _	2,50	4,50	1,00	360	4.050	0,420	4,150
P6 3° solaio in legno //	0,70	8,00	1,00	360	2.016	0,420	4,150

#### Forze peso applicate sui blocchi

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	G1 + G2
		m	m	daN
P1	Parete spessore 4T	0,275	3,050	81.588
P2	Detrarre finestre P2 sp. 4T	0,275	2,000	-8.122
P3	Gronda	0,000	6,100	7.875
P4	Copertura	0,420	7,050	4.200
P5	3° solaio in legno _ _	0,420	4,150	4.050
P6	3° solaio in legno //	0,420	4,150	2.016
<b>Totale</b>				<b>91.607</b>
				<b>daN</b>

#### Valutazione arretramento cerniera di rotazione

Arretramento polo di rotazione rispetto al filo esterno parete (m):

Resistenza compressione di progetto muratura	(t/mq)	<b>120</b>
Larghezza sezione della cerniera	(m)	<b>12,50</b>
Peso totale coinvolto	(daN)	<b>91.607</b>
Formula $t = 2N / (3 \text{ sigma } L)$	(m)	<b>0,041</b>

### Valutazione degli spostamenti e dei lavori virtuali

#### Forze peso applicate sui blocchi (carichi verticali)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pi	Spost. virtuale dy	Pi dy,i	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	daN	cm	daN cm				
P1	Parete spessore 4T	0,275	3,050	81.588	0,040	3.298	3,0590	85,6075	-0,5324	0,0404
P2	Detrarre finestre P2 sp. 4T	0,275	2,000	-8.122	0,041	-330	2,0137	83,3187	-0,3491	0,0406
P3	Gronda	0,000	6,100	7.875	-0,008	-63	6,1001	90,3824	-1,0646	-0,0080
P4	Copertura	0,420	7,050	4.200	0,065	274	7,0602	86,9205	-1,2305	0,0651
P5	3° solaio in legno _ _	0,420	4,150	4.050	0,066	266	4,1673	84,7780	-0,7244	0,0656
P6	3° solaio in legno //	0,420	4,150	2.016	0,066	132	4,1673	84,7780	-0,7244	0,0656
<b>Totale</b>				<b>91.607</b>		<b>3.577</b>				
				<b>daN</b>		<b>daN cm</b>				

$\delta\alpha = 0,1^\circ$

#### Forze peso applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pi	Spost. virtuale dx	Pi dx,i	Pi dx,i <sup>2</sup>	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	daN	cm	daN cm	daN cm <sup>2</sup>				
P1	Parete spessore 4T	0,275	3,050	81.588	0,532	43.434	23.123	3,0590	85,6075	-0,5324	0,0404
P2	Detrarre finestre P2 sp. 4T	0,275	2,000	-8.122	0,349	-2.835	-990	2,0137	83,3187	-0,3491	0,0406
P3	Gronda	0,000	6,100	7.875	1,065	8.384	8.926	6,1001	90,3824	-1,0646	-0,0080
P4	Copertura	0,420	7,050	4.200	1,231	5.168	6.359	7,0602	86,9205	-1,2305	0,0651
P5	3° solaio in legno _ _	0,420	4,150	4.050	0,724	2.934	2.125	4,1673	84,7780	-0,7244	0,0656
P6	3° solaio in legno //	0,420	4,150	2.016	0,724	1.460	1.058	4,1673	84,7780	-0,7244	0,0656
<b>Totale</b>				<b>91.607</b>		<b>58.545</b>	<b>40.601</b>				
				<b>daN</b>		<b>daN cm</b>	<b>daN cm<sup>2</sup></b>				

#### Forze peso non direttamente applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pj	Spost. virtuale dx	Pj dx,j	Pi dx,i <sup>2</sup>	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	daN	cm	daN cm	daN cm <sup>2</sup>				
					0,000	0	0	0,0407	180,0000	0,0000	-0,0071
<b>Totale</b>				<b>0</b>		<b>0</b>	<b>0</b>				
				<b>daN</b>		<b>daN cm</b>	<b>daN cm<sup>2</sup></b>				

Non si considerano altri carichi applicati alla parete in quanto portati da altre strutture murarie dotate di sufficiente rigidità nella direzione del cinematismo.

### Stato di progetto

#### Forze esterne

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Fh/m	Spost. virtuale dh	Fh dh/m	Fh dh	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	kg/m	cm	kg cm/m	kg cm				
1	Ancoraggio a Solaio 3	0,275	4,150	1.214	0,724	879	10.992	4,1566	86,7688	-0,7243	0,0403
2	Ancoraggio tetto	0,275	6,100	683	1,065	727	9.090	6,1045	87,8005	-1,0647	0,0400
<b>Totale</b>				<b>1.214</b>		<b>879</b>	<b>10.992</b>				
				<b>daN</b>		<b>daN cm/m</b>	<b>daN cm</b>				

Si considera che i diaframmi attivati ai diversi piani dell'edificio siano in grado di offrire una azione di trattenuta, equivalente alle azioni sismiche sollecitanti e determinate con distribuzione da analisi statica lineare.

### Valutazione del moltiplicatore di attivazione del cinematismo $a_0$

$a_0 = 0,249$

### Calcolo della massa partecipante $M^*$ e della accelerazione $a^*_0$

Massa partecipante	$M^*g$	84.419	daN
Coeff.di partecipaz.	$e^*$	0,922	
Accelerazione di attivazione	$a^*_0$	0,2700	g
	$a^*_0$	2,649	m/sec <sup>2</sup>

### Verifica allo stato limite ultimo

#### Accelerazione al suolo

$a^*_0 = 0,2700$  g

Confronto di  $a^*_0$  con  $a_{SLV} S / q$ , si ha:

S	1,50	
$a_{SLV}$	1,147	m/sec <sup>2</sup>
$a_{SLV} S / q$	0,860	m/sec <sup>2</sup>
$f_{a,SLV}$	<b>3,080</b>	<b>&gt;= 1,00</b> VERIFICATO

### Verifica allo stato limite ultimo in quota

$\psi(Z) = Z/H$	0,5524	
N° piani	4,0000	
$\gamma$	1,3333	
$S_d(T_1) = S_e(T_1)/q$	0,230	g
VERIFICA	<b>1,5961</b>	<b>&gt;= 1,00</b> VERIFICATO

## **Meccanismo di collasso: CINEMATISMO N.2**

### **VERIFICA A FLESSIONE DELLA PARETE**

Parete vincolata al piede ed in sommità con schema di calcolo a trave semplicemente appoggiata.

Si considera il contributo irrigidente delle pareti trasversali di facciata riducendo il momento sollecitante per il fattore geometrico  $L1=1/(1+\lambda^4)$  ove  $\lambda=H/a$  con "H" altezza della parete ed "a" distanza irrigidimenti.

Essendo tutti gli impalcati ancorati alla parete, la verifica viene condotta con riferimento al 2° piano (di altezza maggiore pari a 4,15 m), con riferimento alla porzione di facciata compresa tra i nodi 15-18-30 (lung. 10,5 m), in quanto meno caricata e considerando non efficaci gli ancoraggi intermedi alle pareti interne.

#### **Azioni agenti fuori piano**

<u>Peso muratura</u>	11.235 daN/m
Sd[g] =	0,2297 g
Azione sismica sulla muratura	2581 daN/m
Altezza media muratura	4,15 m

M sollecitante	5556 daNm
$\lambda$	0,395
L1	0,9762
M sollecitante ridotto	5424 daNm

#### **Momento resistente**

Carico assiale a metà altezza

- parete	23313 daN
- copertura	3.528 daN
- gronda	6.615 daN
- 3° solaio	2.646 daN
-	daN
Carico totale	36102 daN

spessore muratura (t)	55 cm
larghezza muratura (B)	1050 cm
x: zona compressa con 0,85x <sub>fd</sub>	3,37 cm
eccentricità = t/2-x/2	25,81 cm
M <sub>res</sub>	9319 daNm

<b>Coeff. di sicurezza</b>	<b>1,72 &gt;= 1,00</b>	<b>VERIFICATO</b>
----------------------------	------------------------	-------------------

**Inserimento di un rinforzo: non necessario**

PARETE NODI 4-5-6-7-8 E CERNIERA AL P1°

altezza media edificio $H_{med}$ (m)	15,75
coefficiente di tipologia $C_t$	0,05
periodo modo principale $T_1$ (sec.)	0,395
categoria terreno	C

$a_g/g$	$F_0$	$T_c^*$	$T_B$	$T_C$	$T_D$	$C_c$	$S_s$	$S_r$	$q$
0,1169	2,620	0,303	0,157	0,472	2,068	1,56	1,50	1,00	2,00

poiché  $T_1 < T_B \Rightarrow$  edificio rigido  $\Rightarrow S_d[g] = 0,230$  inserire il corretto riferimento alla cella del grafico a lato

Analisi carichi

a) Copertura in legno Sala C.

$\Psi_2$	Fatto	Progetto
pesi strutturali	-	30
permanenti portati	-	100
neve (accidentali)	0,0	120
<i>totale</i>	250	260
<i>totale (con accidentali ridotti)</i>	130	140

b) Sottotetto: controsof. Sala C.

$\Psi_2$	Fatto	Progetto
pesi strutturali	-	45
permanenti portati	-	25
accidentale H	0,0	100
<i>totale</i>	170	215
<i>totale (con accidentali ridotti)</i>	70	115

c) Uffici: volta mattoni di piatto

$\Psi_2$	Fatto	Progetto
pesi strutturali	-	110
permanenti portati	-	595
accidentale B	0,3	300
<i>totale</i>	1005	890
<i>totale (con accidentali ridotti)</i>	795	680

d) Sala C.: solaio in legno

$\Psi_2$	Fatto	Progetto
pesi strutturali	-	190
permanenti portati	-	110
accidentale C	0,6	400
<i>totale</i>	700	790
<i>totale (con accidentali ridotti)</i>	540	630

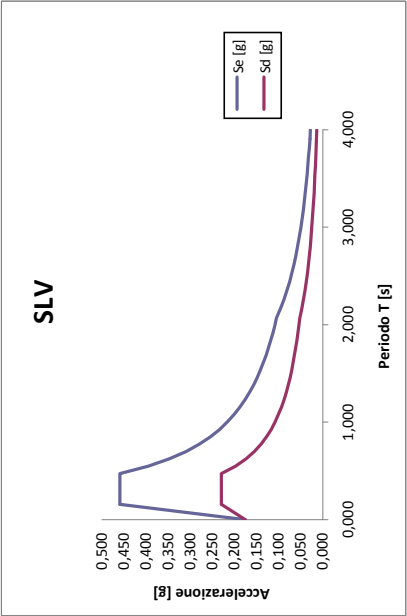
e) Muratura portante 4T

sp. (m)	daN/m <sup>3</sup>	daN/m <sup>2</sup>
muratura	0,550	1.800
intonaco	0,040	2.000
<i>totale</i>		1.070
	daN/m <sup>3</sup>	1.945

f) Muratura portante 3T

sp. (m)	daN/m <sup>3</sup>	daN/m <sup>2</sup>
muratura	0,410	1.800
intonaco	0,040	2.000
<i>totale</i>		820
	daN/m <sup>3</sup>	2.000

T [s]	Se [g]	Sd [g]
0,000	0,175	0,175
0,157	0,459	0,230
0,472	0,459	0,230
0,548	0,396	0,198
0,624	0,347	0,174
0,700	0,310	0,155
0,776	0,279	0,140
0,852	0,254	0,127
0,928	0,234	0,117
1,004	0,216	0,108
1,080	0,201	0,100
1,156	0,188	0,094
1,232	0,176	0,088
1,308	0,166	0,083
1,384	0,157	0,078
1,460	0,148	0,074
1,536	0,141	0,071
1,612	0,134	0,067
1,688	0,128	0,064
1,764	0,123	0,061
1,840	0,118	0,059
1,916	0,113	0,057
1,992	0,109	0,054
2,068	0,105	0,052
2,160	0,096	0,048
2,252	0,088	0,044
2,344	0,082	0,041
2,436	0,076	0,038
2,528	0,070	0,035
2,620	0,065	0,033
2,712	0,061	0,030
2,804	0,057	0,029
2,896	0,053	0,027
2,988	0,050	0,025
3,080	0,047	0,024
3,172	0,045	0,022
3,264	0,042	0,021
3,356	0,040	0,020
3,448	0,038	0,019
3,540	0,036	0,018
3,632	0,034	0,017
3,724	0,032	0,016
3,816	0,031	0,015
3,908	0,029	0,015
4,000	0,028	0,014



### Meccanismo di collasso: CINEMATISMO N.1

Si considera il meccanismo con cerniera al P.1° in quanto il meccanismo non si è evidenziato ai piani inferiori.

I solai vengono considerati privi di comportamento membranale nel proprio piano in quanto privi di dispositivi di ancoraggio.

Calcolo riferito all'intera parete a partire dalla spalla della finestra compresa tra i nodi 4-5 e la spalla della finestra vicina al nodo 8, per una lunghezza di 16,10 m.

#### Caratteristiche muratura in mattoni pieni e malta di calce

Resistenza a compressione media muratura	$f_m$	t/mq	240
Resistenza a compressione di progetto muratura	$f_d$	t/mq	120
Resistenza a taglio media muratura	$t_o$	t/mq	6
Resistenza a taglio di progetto muratura	$t_{od}$	t/mq	3,0

#### Coefficienti di sicurezza

Fattore confidenza	FC	adim.	1,00
Fattore di sicurezza materiale	$\gamma_M$	adim.	2

#### Dati del fabbricato

Fattore di struttura	q	adim.	2,00
Altezza cerniera meccanismo da terra	Z	ml	4,20
Altezza edificio	H	ml	15,75

#### Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (NTC 2008)

##### Parametri spettrali da NTC 2008 (SLV)

Terreno tipo		C
Accelerazione $a_g$	(g)	0,1169
Amplificazione $F_0$	(adim)	2,620
Periodo $T^*c$	(sec)	0,303

Coefficiente $S_T$	(adim)	1,00
Coefficiente $S_5$	(adim)	1,50
Coefficiente $S$	(adim)	1,50
Coefficiente $C_c$	(adim)	1,56

Periodo $T_B$	(sec)	0,157
Periodo $T_C$	(sec)	0,472
Periodo $T_D$	(sec)	2,068

Periodo edificio $T_1$	(sec)	0,395	0,05 edificio con struttura mista o in muratura
------------------------	-------	-------	---

$S_e(T_B)$	(g)	0,230
$S_e(T_B)$	(m/sec <sup>2</sup> )	2,251

Il sistema di riferimento è costituito da una coppia di assi cartesiani ortogonali aventi origine nella cerniera di rotazione senza tener conto del suo eventuale arretramento t; asse X orizzontale positivo nel verso opposto alla rotazione del muro; asse Y verticale positivo verso l'alto.

#### Analisi carichi

	Larghezza	Lunghezza	Altezza	Carico unitario	Carico totale		
	m	m	m	daN/(u.m.)	daN	X [m]	Y [m]
P1 Parete spessore 4T	0,55	16,10	10,60	1.945	182.607	0,275	5,300
P2 Detrarre finestre P1 sp. 4T	0,55	4,60	2,20	1.945	-10.829	0,275	2,000
P3 Detrarre finestre P2 sp. 4T	0,55	4,60	2,20	1.945	-10.829	0,275	6,500
P4 Spalla nodo 5 sp. 3T	0,30	0,41	10,60	1.945	2.537	0,700	5,300
P5 Spalla nodo 6 sp. 3T	0,30	0,41	10,60	2.000	2.608	0,700	5,300
P6 Gronda	1,00	16,10	1,00	630	10.143	0,000	10,600
P7 Copertura	6,05	16,10	1,00	130	12.663	0,420	11,550
P8 3° solaio: soffitto sala C.	5,00	11,50	1,00	70	4.025	0,420	9,900
P9 3° solaio: uffici volta mattoni	1,60	4,60	1,00	795	5.852	0,420	8,650
P10 2° solaio: legno sala C.	2,40	11,50	1,00	540	14.904	0,420	4,500
P11 2° solaio: uffici volta mattoni	1,60	4,60	1,00	795	5.852	0,420	4,500

#### Forze peso applicate sui blocchi

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	G1 + G2
		m	m	daN
P1	Parete spessore 4T	0,275	5,300	182.607
P2	Detrarre finestre P1 sp. 4T	0,275	2,000	-10.829
P3	Detrarre finestre P2 sp. 4T	0,275	6,500	-10.829
P4	Spalla nodo 5 sp. 3T	0,700	5,300	2.537
P5	Spalla nodo 6 sp. 3T	0,700	5,300	2.608
P6	Gronda	0,000	10,600	10.143
P7	Copertura	0,420	11,550	12.663
P8	3° solaio: soffitto sala C.	0,420	9,900	4.025
P9	3° solaio: uffici volta mattoni	0,420	8,650	5.852
P10	2° solaio: legno sala C.	0,420	4,500	14.904
P11	2° solaio: uffici volta mattoni	0,420	4,500	5.852
<b>Totale</b>				<b>219.533</b>
				<b>daN</b>

#### Valutazione arretramento cerniera di rotazione

Arretramento polo di rotazione rispetto al filo esterno parete (m):

Resistenza compressione di		
progetto muratura	(t/mq)	120
Larghezza sezione della cerniera	(m)	16,10
Peso totale coinvolto	(daN)	219.533
Formula $t = 2N / (3 \text{ sigma } L)$	(m)	0,076

#### Valutazione degli spostamenti e dei lavori virtuali

Forze peso applicate sui blocchi (carichi verticali)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pi	Spost. virtuale dy	Pi dy <sub>i</sub>	$\delta\alpha = 0,1^\circ$			
							Rp	fp	X'	Y'
		m	m	daN	cm	daN cm				
P1	Parete spessore 4T	0,275	5,300	182.607	0,034	6.203	5,3037	87,8471	-0,9251	0,0340
P2	Detrarre finestre P1 sp. 4T	0,275	2,000	-10.829	0,034	-373	2,0099	84,3108	-0,3491	0,0345
P3	Detrarre finestre P2 sp. 4T	0,275	6,500	-10.829	0,034	-366	6,5031	88,2442	-1,1345	0,0338
P4	Spalla nodo 5 sp. 3T	0,700	5,300	2.537	0,108	274	5,3366	83,2825	-0,9251	0,1081
P5	Spalla nodo 6 sp. 3T	0,700	5,300	2.608	0,108	282	5,3366	83,2825	-0,9251	0,1081
P6	Gronda	0,000	10,600	10.143	-0,015	-150	10,6003	90,4095	-1,8500	-0,0148
P7	Copertura	0,420	11,550	12.663	0,058	739	11,5551	88,2928	-2,0159	0,0583
P8	3° solaio: soffitto sala C.	0,420	9,900	4.025	0,059	236	9,9060	88,0085	-1,7279	0,0586
P9	3° solaio: uffici volta mattoni	0,420	8,650	5.852	0,059	344	8,6568	87,7210	-1,5098	0,0588
P10	2° solaio: legno sala C.	0,420	4,500	14.904	0,059	885	4,5131	85,6254	-0,7855	0,0594
P11	2° solaio: uffici volta mattoni	0,420	4,500	5.852	0,059	348	4,5131	85,6254	-0,7855	0,0594
<b>Totale</b>				<b>219.533</b>		<b>8.421</b>				
				<b>daN</b>		<b>daN cm</b>				

Forze peso applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pi	Spost. virtuale dx	Pi dx <sub>i</sub>	Pi dx <sub>i</sub> <sup>2</sup>	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	daN	cm	daN cm	daN cm <sup>2</sup>				
P1	Parete spessore 4T	0,275	5,300	182.607	0,925	168.921	156.261	5,3037	87,8471	-0,9251	0,0340
P2	Detrarre finestre P1 sp. 4T	0,275	2,000	-10.829	0,349	-3.780	-1.320	2,0099	84,3108	-0,3491	0,0345
P3	Detrarre finestre P2 sp. 4T	0,275	6,500	-10.829	1,134	-12.285	-13.938	6,5031	88,2442	-1,1345	0,0338
P4	Spalla nodo 5 sp. 3T	0,700	5,300	2.537	0,925	2.347	2.171	5,3366	83,2825	-0,9251	0,1081
P5	Spalla nodo 6 sp. 3T	0,700	5,300	2.608	0,925	2.413	2.232	5,3366	83,2825	-0,9251	0,1081
P6	Gronda	0,000	10,600	10.143	1,850	18.765	34.716	10,6003	90,4095	-1,8500	-0,0148
P7	Copertura	0,420	11,550	12.663	2,016	25.527	51.461	11,5551	88,2928	-2,0159	0,0583
P8	3° solaio: soffitto sala C.	0,420	9,900	4.025	1,728	6.955	12.018	9,9060	88,0085	-1,7279	0,0586
P9	3° solaio: uffici volta mattoni	0,420	8,650	5.852	1,510	8.835	13.339	8,6568	87,7210	-1,5098	0,0588
P10	2° solaio: legno sala C.	0,420	4,500	14.904	0,785	11.706	9.195	4,5131	85,6254	-0,7855	0,0594
P11	2° solaio: uffici volta mattoni	0,420	4,500	5.852	0,785	4.596	3.610	4,5131	85,6254	-0,7855	0,0594
<b>Totale</b>				<b>219.533</b>		<b>234.001</b>	<b>269.746</b>				
				<b>daN</b>		<b>daN cm</b>	<b>daN cm<sup>2</sup></b>				

Forze peso non direttamente applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pj	Spost. virtuale dx	Pj dx <sub>j</sub>	Pi dx <sub>i</sub> <sup>2</sup>	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	daN	cm	daN cm	daN cm <sup>2</sup>				
					0,000	0	0	0,0758	180,0000	0,0000	-0,0132
					0,000	0	0	0,0758	180,0000	0,0000	-0,0132
<b>Totale</b>				<b>0</b>		<b>0</b>	<b>0</b>				
				<b>daN</b>		<b>daN cm</b>	<b>daN cm<sup>2</sup></b>				

Non si considerano altri carichi applicati alla parete in quanto portati da altre strutture murarie dotate di sufficiente rigidità nella direzione del cinematismo.

#### Stato di fatto

Forze esterne

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Fh	Spost. virtuale dh	Fh dh	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	daN	cm	daN cm				
1					0,000	0	0,0758	180,0000	0,0000	-0,0132
<b>Totale</b>				<b>0</b>		<b>0</b>				
				<b>daN</b>		<b>daN cm</b>				

Si trascura il contributo di ancoraggio fornito dal solaio in quanto non sono presenti dispositivi di ancoraggio meccanico, si trascura inoltre anche l'effetto dell'attrito tra travi e muro.

#### Valutazione del moltiplicatore di attivazione del cinematismo $a_0$

$a_0 = 0,036$

#### Calcolo della massa partecipante $M^*$ e della accelerazione $a^*_0$

Massa partecipante	$M^*g$	202.992	daN
Coeff.di partecipaz.	$e^*$	0,925	
Accelerazione di attivazione	$a^*_0$	0,0389	g
	$a^*_0$	0,382	m/sec <sup>2</sup>

### Verifica allo stato limite ultimo

#### Accelerazione al suolo

$a^*_0$  0,0389 g

Confronto di  $a_{0^*}$  con  $a_{SLV}$  S / q, si ha:

S	1,50	
$a_{SLV}$	1,147	m/sec <sup>2</sup>
$a_{SLV}$ S / q	0,860	m/sec <sup>2</sup>
$f_{a,SLV}$	<b>0,444</b>	<b>&lt; 1,00</b> NON VERIFICATO

### Verifica allo stato limite ultimo in quota

$\psi(Z) = Z/H$	0,2667
N° piani	4,0000
$\gamma$	1,3333
$S_d(T_1) = S_e(T_1)/q$	0,230 g
VERIFICA	<b>0,4765 &lt; 1,00</b> NON VERIFICATO



### Meccanismo di collasso: CINEMATISMO N.1

Si considera il meccanismo con cerniera al P.1° in quanto il meccanismo non si è evidenziato ai piani inferiori.

I solai vengono considerati privi di comportamento membranale nel proprio piano in quanto privi di dispositivi di ancoraggio.

Calcolo riferito all'intera parete a partire dalla spalla della finestra compresa tra i nodi 4-5 e la spalla della finestra vicina al nodo 8, per una lunghezza di 16,10 m.

#### Caratteristiche muratura in mattoni pieni e malta di calce

Resistenza a compressione media muratura	$f_m$	t/mq	240
Resistenza a compressione di progetto muratura	$f_d$	t/mq	120
Resistenza a taglio media muratura	$t_o$	t/mq	6
Resistenza a taglio di progetto muratura	$t_{od}$	t/mq	3,0

#### Coefficienti di sicurezza

Fattore confidenza	FC	adim.	1,00
Fattore di sicurezza materiale	$\gamma_m$	adim.	2

#### Dati del fabbricato

Fattore di struttura	q	adim.	2,00
Altezza cerniera meccanismo da terra	Z	ml	4,20
Altezza edificio	H	ml	15,75

#### Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (NTC 2008)

##### Parametri spettrali da NTC 2008 (SLV)

Terreno tipo		C
Accelerazione $a_g$	(g)	0,1169
Amplificazione $F_0$	(adim)	2,620
Periodo $T^*c$	(sec)	0,303

Coefficiente $S_T$	(adim)	1,00
Coefficiente $S_5$	(adim)	1,50
Coefficiente $S$	(adim)	1,50
Coefficiente $C_c$	(adim)	1,56

Periodo $T_B$	(sec)	0,157
Periodo $T_C$	(sec)	0,472
Periodo $T_D$	(sec)	2,068

Periodo edificio $T_1$	(sec)	0,395	0,05 edificio con struttura mista o in muratura
------------------------	-------	-------	---

$S_e(T_B)$	(g)	0,230
$S_e(T_B)$	(m/sec <sup>2</sup> )	2,251

Il sistema di riferimento è costituito da una coppia di assi cartesiani ortogonali aventi origine nella cerniera di rotazione senza tener conto del suo eventuale arretramento t; asse X orizzontale positivo nel verso opposto alla rotazione del muro; asse Y verticale positivo verso l'alto.

#### Analisi carichi

	Larghezza	Lunghezza	Altezza	Carico unitario	Carico totale		
	m	m	m	daN/(u.m.)	daN	X [m]	Y [m]
P1 Parete spessore 4T	0,55	16,10	10,60	1.945	182.607	0,275	5,300
P2 Detrarre finestre P1 sp. 4T	0,55	4,60	2,20	1.945	-10.829	0,275	2,000
P3 Detrarre finestre P2 sp. 4T	0,55	4,60	2,20	1.945	-10.829	0,275	6,500
P4 Spalla nodo 5 sp. 3T	0,30	0,41	10,60	1.945	2.537	0,700	5,300
P5 Spalla nodo 6 sp. 3T	0,30	0,41	10,60	2.000	2.608	0,700	5,300
P6 Gronda	1,00	16,10	1,00	630	10.143	0,000	10,600
P7 Copertura	6,05	16,10	1,00	140	13.637	0,420	11,550
P8 3° solaio: soffitto sala C.	5,00	11,50	1,00	115	6.613	0,420	9,900
P9 3° solaio: uffici volta mattoni	1,60	4,60	1,00	680	5.005	0,420	8,650
P10 2° solaio: legno sala C.	2,40	11,50	1,00	630	17.388	0,420	4,500
P11 2° solaio: uffici volta mattoni	1,60	4,60	1,00	680	5.005	0,420	4,500

#### Forze peso applicate sui blocchi

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	G1 + G2
		m	m	daN
P1	Parete spessore 4T	0,275	5,300	182.607
P2	Detrarre finestre P1 sp. 4T	0,275	2,000	-10.829
P3	Detrarre finestre P2 sp. 4T	0,275	6,500	-10.829
P4	Spalla nodo 5 sp. 3T	0,700	5,300	2.537
P5	Spalla nodo 6 sp. 3T	0,700	5,300	2.608
P6	Gronda	0,000	10,600	10.143
P7	Copertura	0,420	11,550	13.637
P8	3° solaio: soffitto sala C.	0,420	9,900	6.613
P9	3° solaio: uffici volta mattoni	0,420	8,650	5.005
P10	2° solaio: legno sala C.	0,420	4,500	17.388
P11	2° solaio: uffici volta mattoni	0,420	4,500	5.005
<b>Totale</b>				<b>223.885</b>
				<b>daN</b>

#### Valutazione arretramento cerniera di rotazione

Arretramento polo di rotazione rispetto al filo esterno parete (m):

Resistenza compressione di		
progetto muratura	(t/mq)	120
Larghezza sezione della cerniera	(m)	16,10
Peso totale coinvolto	(daN)	223.885
Formula $t = 2N / (3 \sigma L)$	(m)	0,077

#### Valutazione degli spostamenti e dei lavori virtuali

Forze peso applicate sui blocchi (carichi verticali)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pi	Spost. virtuale dy	Pi dy,i	$\delta\alpha = 0,1^\circ$			
		m	m	daN	cm	daN cm	Rp	fp	X'	Y'
P1	Parete spessore 4T	0,275	5,300	182.607	0,034	6.155	5,3037	87,8633	-0,9251	0,0337
P2	Detrarre finestre P1 sp. 4T	0,275	2,000	-10.829	0,034	-370	2,0098	84,3534	-0,3491	0,0342
P3	Detrarre finestre P2 sp. 4T	0,275	6,500	-10.829	0,034	-363	6,5030	88,2575	-1,1345	0,0335
P4	Spalla nodo 5 sp. 3T	0,700	5,300	2.537	0,108	274	5,3365	83,2985	-0,9251	0,1079
P5	Spalla nodo 6 sp. 3T	0,700	5,300	2.608	0,108	281	5,3365	83,2985	-0,9251	0,1079
P6	Gronda	0,000	10,600	10.143	-0,015	-153	10,6003	90,4176	-1,8500	-0,0151
P7	Copertura	0,420	11,550	13.637	0,058	792	11,5551	88,3003	-2,0159	0,0581
P8	3° solaio: soffitto sala C.	0,420	9,900	6.613	0,058	386	9,9059	88,0172	-1,7279	0,0583
P9	3° solaio: uffici volta mattoni	0,420	8,650	5.005	0,059	293	8,6568	87,7309	-1,5098	0,0585
P10	2° solaio: legno sala C.	0,420	4,500	17.388	0,059	1.028	4,5130	85,6444	-0,7854	0,0591
P11	2° solaio: uffici volta mattoni	0,420	4,500	5.005	0,059	296	4,5130	85,6444	-0,7854	0,0591
Totale				223.885		8.618				
				daN		daN cm				

Forze peso applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pi	Spost. virtuale dx	Pi dx,i	Pi dx,i <sup>2</sup>	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	daN	cm	daN cm	daN cm <sup>2</sup>				
P1	Parete spessore 4T	0,275	5,300	182.607	0,925	168.921	156.261	5,3037	87,8633	-0,9251	0,0337
P2	Detrarre finestre P1 sp. 4T	0,275	2,000	-10.829	0,349	-3.780	-1.320	2,0098	84,3534	-0,3491	0,0342
P3	Detrarre finestre P2 sp. 4T	0,275	6,500	-10.829	1,134	-12.285	-13.938	6,5030	88,2575	-1,1345	0,0335
P4	Spalla nodo 5 sp. 3T	0,700	5,300	2.537	0,925	2.347	2.171	5,3365	83,2985	-0,9251	0,1079
P5	Spalla nodo 6 sp. 3T	0,700	5,300	2.608	0,925	2.413	2.232	5,3365	83,2985	-0,9251	0,1079
P6	Gronda	0,000	10,600	10.143	1,850	18.765	34.716	10,6003	90,4176	-1,8500	-0,0151
P7	Copertura	0,420	11,550	13.637	2,016	27.491	55.419	11,5551	88,3003	-2,0159	0,0581
P8	3° solaio: soffitto sala C.	0,420	9,900	6.613	1,728	11.427	19.745	9,9059	88,0172	-1,7279	0,0583
P9	3° solaio: uffici volta mattoni	0,420	8,650	5.005	1,510	7.556	11.408	8,6568	87,7309	-1,5098	0,0585
P10	2° solaio: legno sala C.	0,420	4,500	17.388	0,785	13.657	10.727	4,5130	85,6444	-0,7854	0,0591
P11	2° solaio: uffici volta mattoni	0,420	4,500	5.005	0,785	3.931	3.088	4,5130	85,6444	-0,7854	0,0591
Totale				223.885		240.443	280.510				
				daN		daN cm	daN cm <sup>2</sup>				

Forze peso non direttamente applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pj	Spost. virtuale dx	Pj dx,j	Pi dx,i <sup>2</sup>	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	daN	cm	daN cm	daN cm <sup>2</sup>				
					0,000	0	0	0,0773	180,0000	0,0000	-0,0135
					0,000	0	0	0,0773	180,0000	0,0000	-0,0135
Totale				0		0	0				
				daN		daN cm	daN cm <sup>2</sup>				

Non si considerano altri carichi applicati alla parete in quanto portati da altre strutture murarie dotate di sufficiente rigidezza nella direzione del cinematismo.

#### Stato di progetto

Forze esterne

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Fh/m	Spost. virtuale dh	Fh dh/m	Fh dh	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	kg/m	cm	kg cm/m	kg cm				
1	Ancoraggio a Solaio 2	0,275	4,500	1.368	0,785	1.074	12.356	4,5043	87,4839	-0,7854	0,0338
2	Ancoraggio a Solaio 2, corrid.	0,275	4,500	1.281	0,785	1.006	4.628	4,5043	87,4839	-0,7854	0,0338
3	Ancoraggio a Solaio 3, corrid.	0,275	8,650	1.234	1,510	1.863	8.570	8,6523	88,6904	-1,5097	0,0332
4	Ancoraggio tetto	0,275	10,600	683	1,850	1.264	20.344	10,6018	88,9313	-1,8501	0,0329
Totale				1.368		5.207	45.898				
				daN		kg cm/m	kg cm				

Si considera che i diaframmi attivati ai diversi piani dell'edificio siano in grado di offrire una azione di trattenuta, equivalente alle azioni sismiche sollecitanti e determinate con distribuzione da analisi statica lineare.

#### Valutazione del moltiplicatore di attivazione del cinematismo $a_0$

$a_0 = 0,227$

#### Calcolo della massa partecipante $M^*$ e della accelerazione $a^*$

Massa partecipante	$M^*g$	206.099	daN
Coeff.di partecipaz.	$e^*$	0,921	
Accelerazione di attivazione	$a^*_0$	0,2463	g
	$a^*_0$	2,416	m/sec <sup>2</sup>

### Verifica allo stato limite ultimo

#### Accelerazione al suolo

$a^*_0$  0,2463 g

Confronto di  $a_{0^*}$  con  $a_{SLV}$  S / q, si ha:

S	1,50	
$a_{SLV}$	1,147	m/sec <sup>2</sup>
$a_{SLV}$ S / q	0,860	m/sec <sup>2</sup>
$f_{a,SLV}$	2,809	>= 1,00 VERIFICATO

### Verifica allo stato limite ultimo in quota

$\psi(Z) = Z/H$	0,2667	
N° piani	4,0000	
$\gamma$	1,3333	
$S_d(T1) = S_g(T_1)/q$	0,230	g
VERIFICA	3,0156	>= 1,00 VERIFICATO

## **Meccanismo di collasso: CINEMATISMO N.2**

### **VERIFICA A FLESSIONE DELLA PARETE**

Parete vincolata al piede ed in sommità con schema di calcolo a trave semplicemente appoggiata.

Si considera il contributo irrigidente delle pareti trasversali di facciata riducendo il momento sollecitante per il fattore geometrico  $L1=1/(1+\lambda^4)$  ove  $\lambda=H/a$  con "H" altezza della parete ed "a" distanza irrigidimenti.

Essendo tutti gli impalcati ancorati alla parete, la verifica viene condotta con riferimento al 2° piano (di altezza maggiore pari a 6,10 m), con riferimento alla porzione di facciata compresa tra i nodi 6-7-8 (lung. 13,8 m), in quanto meno caricata e considerando non efficaci gli ancoraggi intermedi alle pareti interne.

#### **Azioni agenti fuori piano**

<u>Peso muratura</u>	14.766 daN/m
Sd[g] =	0,2297 g
Azione sismica sulla muratura	3392 daN/m
Altezza media muratura	6,1 m
M sollecitante	15776 daNm
$\lambda$	0,442
L1	0,9632
M sollecitante ridotto	15196 daNm

#### **Momento resistente**

Carico assiale a metà altezza

- parete	45036 daN
- copertura	11.689 daN
- soffitto sala Consigliare	7.935 daN
-	daN
Carico totale	64660 daN

spessore muratura (t)	55 cm
larghezza muratura (B)	1380 cm
x: zona compressa con $0,85x_{fd}$	4,59 cm
eccentricità = $t/2-x/2$	25,20 cm
Mres	16296 daNm

<b>Coeff. di sicurezza</b>	<b>1,07 <math>\geq</math> 1,00</b>	<b>VERIFICATO</b>
----------------------------	------------------------------------	-------------------

**Inserimento di un rinforzo: non necessario**

PARETE NODI 4-5-6-7-84 E CERNIERA AL P2°

altezza media edificio $H_{med}$ (m)	15,75
coefficiente di tipologia $C_1$	0,05
periodo modo principale $T_1$ (sec.)	0,395
categoria terreno	C

$a_g/g$	$F_o$	$T_c^*$	$T_B$	$T_c$	$T_D$	$C_c$	$S_s$	$S_T$	$q$
0,1169	2,620	0,303	0,157	0,472	2,068	1,56	1,50	1,00	2,00

poiché  $T_1 < T_B \Rightarrow$  edificio rigido

$\Rightarrow S_d[g] = 0,230$

inserire il corretto riferimento alla cella del grafico a lato

Analisi carichi

a) Copertura in legno Sala C.

$\Psi/2$	Fatto	Progetto
-	30	40 daN/mq
-	100	100 daN/mq
0,0	120	120 daN/mq
<i>totale</i>		
	250	260 daN/mq
<i>totale (con accidentali ridotti)</i>		
	130	140 daN/mq

b) Sottotetto: controsof. Sala C.

$\Psi/2$	Fatto	Progetto
-	45	45 daN/mq
-	25	70 daN/mq
0,0	100	100 daN/mq
170		215 daN/mq
70		115 daN/mq
<i>totale (con accidentali ridotti)</i>		

c) Uffici: volta mattoni di piatto

$\Psi/2$	Fatto	Progetto
-	110	110 daN/mq
-	595	480 daN/mq
0,3	300	300 daN/mq
1005		890 daN/mq
795		680 daN/mq
<i>totale (con accidentali ridotti)</i>		

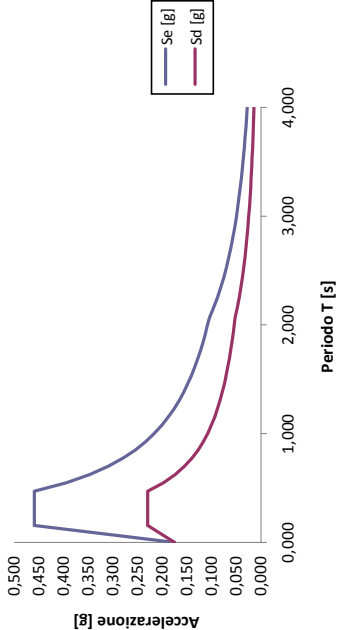
d) Muratura portante 4T

sp. (m)	daN/m <sup>3</sup>	daN/m <sup>2</sup>
0,550	1.800	990,0
0,040	2.000	80,0
<i>totale</i>		
	daN/m <sup>3</sup>	1.070
		1.945

e) Muratura portante 3T

sp. (m)	daN/m <sup>3</sup>	daN/m <sup>2</sup>
0,410	1.800	738,0
0,040	2.000	80,0
<i>totale</i>		
	daN/m <sup>3</sup>	820
		2.000

SLV



T [s]	Se [g]	Sd [g]
0,000	0,175	0,175
0,157	0,459	0,230
0,472	0,459	0,230
0,548	0,396	0,198
0,624	0,347	0,174
0,700	0,310	0,155
0,776	0,279	0,140
0,852	0,254	0,127
0,928	0,234	0,117
1,004	0,216	0,108
1,080	0,201	0,100
1,156	0,188	0,094
1,232	0,178	0,088
1,308	0,166	0,083
1,384	0,157	0,078
1,460	0,148	0,074
1,536	0,141	0,071
1,612	0,134	0,067
1,688	0,128	0,064
1,764	0,123	0,061
1,840	0,118	0,059
1,916	0,113	0,057
1,992	0,109	0,054
2,068	0,105	0,052
2,160	0,096	0,048
2,252	0,088	0,044
2,344	0,082	0,041
2,436	0,076	0,038
2,528	0,070	0,035
2,620	0,065	0,033
2,712	0,061	0,030
2,804	0,057	0,029
2,896	0,053	0,027
2,988	0,050	0,025
3,080	0,047	0,024
3,172	0,045	0,022
3,264	0,042	0,021
3,356	0,040	0,020
3,448	0,038	0,019
3,540	0,036	0,018
3,632	0,034	0,017
3,724	0,032	0,016
3,816	0,031	0,015
3,908	0,029	0,015
4,000	0,028	0,014

### Meccanismo di collasso: CINEMATISMO N.1

Si considera il meccanismo con cerniera al P.2°.

I solai vengono considerati privi di comportamento membranale nel proprio piano in quanto privi di dispositivi di ancoraggio.

Calcolo riferito all'intera parete a partire dalla spalla della finestra compresa tra i nodi 4-5 e la spalla della finestra vicina al nodo 8, per una lunghezza di 16,10 m.

#### **Caratteristiche muratura in mattoni pieni e malta di calce**

Resistenza a compressione media muratura	$f_m$	t/mq	<b>240</b>
Resistenza a compressione di progetto muratura	$f_d$	t/mq	<b>120</b>
Resistenza a taglio media muratura	$t_o$	t/mq	<b>6</b>
Resistenza a taglio di progetto muratura	$t_{od}$	t/mq	<b>3,0</b>

#### **Coefficienti di sicurezza**

Fattore confidenza	FC	adim.	<b>1,00</b>
Fattore di sicurezza materiale	$\gamma_M$	adim.	<b>2</b>

#### **Dati del fabbricato**

Fattore di struttura	q	adim.	<b>2,00</b>
Altezza cerniera meccanismo da terra	Z	ml	<b>8,70</b>
Altezza edificio	H	ml	<b>15,75</b>

#### **Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (NTC 2008)**

##### **Parametri spettrali da NTC 2008 (SLV)**

Terreno tipo		<b>C</b>	
Accelerazione $a_g$	(g)	<b>0,1169</b>	
Amplificazione $F_0$	(adim)	<b>2,620</b>	
Periodo $T^*c$	(sec)	<b>0,303</b>	
Coefficiente $S_T$	(adim)	<b>1,00</b>	
Coefficiente $S_s$	(adim)	<b>1,50</b>	
Coefficiente $S$	(adim)	<b>1,50</b>	
Coefficiente $C_c$	(adim)	<b>1,56</b>	
Periodo $T_B$	(sec)	<b>0,157</b>	
Periodo $T_C$	(sec)	<b>0,472</b>	
Periodo $T_D$	(sec)	<b>2,068</b>	
Periodo edificio $T_1$	(sec)	<b>0,395</b>	0,05 edificio con struttura mista o in muratura
$S_e(T_B)$	(g)	<b>0,230</b>	
$S_e(T_B)$	(m/sec <sup>2</sup> )	<b>2,251</b>	

Il sistema di riferimento è costituito da una coppia di assi cartesiani ortogonali aventi origine nella cerniera di rotazione senza tener conto del suo eventuale arretramento L; asse X orizzontale positivo nel verso opposto alla rotazione del muro; asse Y verticale positivo verso l'alto.

#### Analisi carichi

		Larghezza	Lunghezza	Altezza	Carico unitario	Carico totale		
		m	m	m	daN/(u.m.)	daN	X [m]	Y [m]
P1	Parete spessore 4T	0,55	16,10	6,10	1.945	105.085	0,275	3,050
P2	Detrarre finestre P2 sp. 4T	0,55	4,60	2,20	1.945	-10.829	0,275	2,000
P3	Spalla nodo 5 sp. 3T	0,30	0,41	6,10	1.945	1.460	0,700	3,050
P4	Spalla nodo 6 sp. 3T	0,30	0,41	6,10	2.000	1.501	0,700	3,050
P5	Gronda	1,00	16,10	1,00	630	10.143	0,000	6,100
P6	Copertura	6,05	16,10	1,00	130	12.663	0,420	7,050
P7	3° solaio: soffitto sala C.	5,00	11,50	1,00	70	4.025	0,420	5,400
P8	3° solaio: uffici volta mattoni	1,60	4,60	1,00	795	5.852	0,420	4,150

#### Forze peso applicate sui blocchi

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	G1 + G2	
		m	m	daN	
P1	Parete spessore 4T	0,275	3,050	105.085	3150
P2	Detrarre finestre P2 sp. 4T	0,275	2,000	-10.829	1575
P3	Spalla nodo 5 sp. 3T	0,700	3,050	1.460	705
P4	Spalla nodo 6 sp. 3T	0,700	3,050	1.501	
P5	Gronda	0,000	6,100	10.143	
P6	Copertura	0,420	7,050	12.663	
P7	3° solaio: soffitto sala C.	0,420	5,400	4.025	
P8	3° solaio: uffici volta mattoni	0,420	4,150	5.852	
<b>Totale</b>				<b>129.900</b>	
				<b>daN</b>	

#### Valutazione arretramento cerniera di rotazione

**Arretramento polo di rotazione rispetto al filo esterno parete (m):**

Resistenza compressione di progetto muratura	(t/mq)	<b>120</b>
Larghezza sezione della cerniera	(m)	<b>16,10</b>
Peso totale coinvolto	(daN)	<b>129.900</b>
Formula $t = 2N / (3 \sigma L)$	(m)	<b>0,045</b>

### Valutazione degli spostamenti e dei lavori virtuali

#### Forze peso applicate sui blocchi (carichi verticali)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pi	Spost. virtuale dy	Pi dy,i	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	daN	cm	daN cm				
P1	Parete spessore 4T	0,275	3,050	105.085	0,040	4.173	3,0587	85,6842	-0,5324	0,0397
P2	Detrarre finestre P2 sp. 4T	0,275	2,000	-10.829	0,040	-432	2,0132	83,4348	-0,3491	0,0399
P3	Spalla nodo 5 sp. 3T	0,700	3,050	1.460	0,114	166	3,1196	77,8764	-0,5324	0,1139
P4	Spalla nodo 6 sp. 3T	0,700	3,050	1.501	0,114	171	3,1196	77,8764	-0,5324	0,1139
P5	Gronda	0,000	6,100	10.143	-0,009	-89	6,1002	90,4210	-1,0646	-0,0088
P6	Copertura	0,420	7,050	12.663	0,064	816	7,0600	86,9538	-1,2305	0,0644
P7	3° solaio: soffitto sala C.	0,420	5,400	4.025	0,065	260	5,4130	86,0256	-0,9425	0,0647
P8	3° solaio: uffici volta mattoni	0,420	4,150	5.852	0,065	379	4,1669	84,8343	-0,7244	0,0648
<b>Totale</b>				<b>129.900</b>		<b>5.445</b>				
				<b>daN</b>		<b>daN cm</b>				

$\delta\alpha = 0,1^\circ$

#### Forze peso applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pi	Spost. virtuale dx	Pi dx,i	Pi dx,i <sup>2</sup>	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	daN	cm	daN cm	daN cm <sup>2</sup>				
P1	Parete spessore 4T	0,275	3,050	105.085	0,532	55.943	29.782	3,0587	85,6842	-0,5324	0,0397
P2	Detrarre finestre P2 sp. 4T	0,275	2,000	-10.829	0,349	-3.780	-1.320	2,0132	83,4348	-0,3491	0,0399
P3	Spalla nodo 5 sp. 3T	0,700	3,050	1.460	0,532	777	414	3,1196	77,8764	-0,5324	0,1139
P4	Spalla nodo 6 sp. 3T	0,700	3,050	1.501	0,532	799	425	3,1196	77,8764	-0,5324	0,1139
P5	Gronda	0,000	6,100	10.143	1,065	10.799	11.497	6,1002	90,4210	-1,0646	-0,0088
P6	Copertura	0,420	7,050	12.663	1,231	15.582	19.174	7,0600	86,9538	-1,2305	0,0644
P7	3° solaio: soffitto sala C.	0,420	5,400	4.025	0,943	3.794	3.576	5,4130	86,0256	-0,9425	0,0647
P8	3° solaio: uffici volta mattoni	0,420	4,150	5.852	0,724	4.239	3.071	4,1669	84,8343	-0,7244	0,0648
<b>Totale</b>				<b>129.900</b>		<b>88.153</b>	<b>66.618</b>				
				<b>daN</b>		<b>daN cm</b>	<b>daN cm<sup>2</sup></b>				

#### Forze peso non direttamente applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pj	Spost. virtuale dx	Pj dx,j	Pi dx,i <sup>2</sup>	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	daN	cm	daN cm	daN cm <sup>2</sup>				
					0,000	0	0	0,0448	180,0000	0,0000	-0,0078
					0,000	0	0	0,0448	180,0000	0,0000	-0,0078
<b>Totale</b>				<b>0</b>		<b>0</b>	<b>0</b>				
				<b>daN</b>		<b>daN cm</b>	<b>daN cm<sup>2</sup></b>				

Non si considerano altri carichi applicati alla parete in quanto portati da altre strutture murarie dotate di sufficiente rigidità nella direzione del cinematismo.

### Stato di fatto

#### Forze esterne

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Fh	Spost. virtuale dh	Fh dh	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	daN	cm	daN cm				
1					0,000	0	0,0448	180,0000	0,0000	-0,0078
<b>Totale</b>				<b>0</b>		<b>0</b>				
				<b>daN</b>		<b>daN cm</b>				

Si trascura il contributo di ancoraggio fornito dal solaio in quanto non sono presenti dispositivi di ancoraggio meccanico, si trascura inoltre anche l'effetto dell'attrito tra travi e muro.

### Valutazione del moltiplicatore di attivazione del cinematismo $a_0$

$a_0 = 0,062$

#### Calcolo della massa partecipante $M^*$ e della accelerazione $a^*_0$

Massa partecipante	$M^*g$	116.648	daN
Coeff.di partecipaz.	$e^*$	0,898	
Accelerazione di attivazione	$a^*_0$	0,0688	g
	$a^*_0$	0,675	m/sec <sup>2</sup>

### Verifica allo stato limite ultimo

#### Accelerazione al suolo

$a^*_0$	0,0688	g
Confronto di $a_0^*$ con $a_{SLV} S / q$ , si ha:		
$S$	1,50	
$a_{SLV}$	1,147	m/sec <sup>2</sup>
$a_{SLV} S / q$	0,860	m/sec <sup>2</sup>
$f_{a,SLV}$	<b>0,785</b>	<b>&lt; 1,00</b> NON VERIFICATO

#### Verifica allo stato limite ultimo in quota

$\psi(Z) = Z/H$	0,5524	
N° piani	4,0000	
$\gamma$	1,3333	
$S_d(T_1) = S_e(T_1)/q$	0,230	g
VERIFICA	<b>0,4066</b>	<b>&lt; 1,00</b> NON VERIFICATO

## Meccanismo di collasso: CINEMATISMO N.1

Si considera il meccanismo con cerniera al P.2°.

I solai vengono considerati privi di comportamento membranale nel proprio piano in quanto privi di dispositivi di ancoraggio.

Calcolo riferito all'intera parete a partire dalla spalla della finestra compresa tra i nodi 4-5 e la spalla della finestra vicina al nodo 8, per una lunghezza di 16,10 m.

### Caratteristiche muratura in mattoni pieni e malta di calce

Resistenza a compressione media muratura	$f_m$	t/mq	240
Resistenza a compressione di progetto muratura	$f_d$	t/mq	120
Resistenza a taglio media muratura	$t_o$	t/mq	6
Resistenza a taglio di progetto muratura	$t_{od}$	t/mq	3,0

### Coefficienti di sicurezza

Fattore confidenza	FC	adim.	1,00
Fattore di sicurezza materiale	$\gamma_M$	adim.	2

### Dati del fabbricato

Fattore di struttura	q	adim.	2,00
Altezza cerniera meccanismo da terra	Z	ml	8,70
Altezza edificio	H	ml	15,75

### Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (NTC 2008)

#### Parametri spettrali da NTC 2008 (SLV)

Terreno tipo		C	
Accelerazione $a_g$	(g)	0,1169	
Amplificazione $F_0$	(adim)	2,620	
Periodo $T^*c$	(sec)	0,303	
Coefficiente $S_T$	(adim)	1,00	
Coefficiente $S_s$	(adim)	1,50	
Coefficiente $S$	(adim)	1,50	
Coefficiente $C_c$	(adim)	1,56	
Periodo $T_B$	(sec)	0,157	
Periodo $T_C$	(sec)	0,472	
Periodo $T_D$	(sec)	2,068	
Periodo edificio $T_1$	(sec)	0,395	0,05 edificio con struttura mista o in muratura
$S_e(T_B)$	(g)	0,230	
$S_e(T_B)$	(m/sec <sup>2</sup> )	2,251	

Il sistema di riferimento è costituito da una coppia di assi cartesiani ortogonali aventi origine nella cerniera di rotazione senza tener conto del suo eventuale arretramento L; asse X orizzontale positivo nel verso opposto alla rotazione del muro; asse Y verticale positivo verso l'alto.

### Analisi carichi

	Larghezza	Lunghezza	Altezza	Carico unitario	Carico totale	X	Y
	m	m	m	daN/(u.m.)	daN	[m]	[m]
P1 Parete spessore 4T	0,55	16,10	6,10	1.945	105.085	0,275	3,050
P2 Detrarre finestre P2 sp. 4T	0,55	4,60	2,20	1.945	-10.829	0,275	2,000
P3 Spalla nodo 5 sp. 3T	0,30	0,41	6,10	1.945	1.460	0,700	3,050
P4 Spalla nodo 6 sp. 3T	0,30	0,41	6,10	2.000	1.501	0,700	3,050
P5 Gronda	1,00	16,10	1,00	630	10.143	0,000	6,100
P6 Copertura	6,05	16,10	1,00	140	13.637	0,420	7,050
P7 3° solaio: soffitto sala C.	5,00	11,50	1,00	115	6.613	0,420	5,400
P8 3° solaio: uffici volta mattoni	1,60	4,60	1,00	680	5.005	0,420	4,150

### Forze peso applicate sui blocchi

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	G1 + G2	
		m	m	daN	
P1	Parete spessore 4T	0,275	3,050	105.085	3150
P2	Detrarre finestre P2 sp. 4T	0,275	2,000	-10.829	1575
P3	Spalla nodo 5 sp. 3T	0,700	3,050	1.460	705
P4	Spalla nodo 6 sp. 3T	0,700	3,050	1.501	
P5	Gronda	0,000	6,100	10.143	
P6	Copertura	0,420	7,050	13.637	
P7	3° solaio: soffitto sala C.	0,420	5,400	6.613	
P8	3° solaio: uffici volta mattoni	0,420	4,150	5.005	
<b>Totale</b>				<b>132.615</b>	
				<b>daN</b>	

### Valutazione arretramento cerniera di rotazione

Arretramento polo di rotazione rispetto al filo esterno parete (m):

Resistenza compressione di progetto muratura	(t/mq)	120
Larghezza sezione della cerniera	(m)	16,10
Peso totale coinvolto	(daN)	132.615
Formula $t = 2N / (3 \sigma L)$	(m)	0,046



### Valutazione degli spostamenti e dei lavori virtuali

#### Forze peso applicate sui blocchi (carichi verticali)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pi	Spost. virtuale dy	Pi dy,i	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	daN	cm	daN cm				
P1	Parete spessore 4T	0,275	3,050	105.085	0,040	4.156	3,0586	85,7017	-0,5324	0,0395
P2	Detrarre finestre P2 sp. 4T	0,275	2,000	-10.829	0,040	-430	2,0131	83,4613	-0,3491	0,0397
P3	Spalla nodo 5 sp. 3T	0,700	3,050	1.460	0,114	166	3,1194	77,8933	-0,5324	0,1137
P4	Spalla nodo 6 sp. 3T	0,700	3,050	1.501	0,114	171	3,1194	77,8933	-0,5324	0,1137
P5	Gronda	0,000	6,100	10.143	-0,009	-90	6,1002	90,4298	-1,0646	-0,0089
P6	Copertura	0,420	7,050	13.637	0,064	876	7,0599	86,9614	-1,2305	0,0642
P7	3° solaio: soffitto sala C.	0,420	5,400	6.613	0,064	427	5,4130	86,0355	-0,9425	0,0645
P8	3° solaio: uffici volta mattoni	0,420	4,150	5.005	0,065	324	4,1668	84,8471	-0,7244	0,0647
<b>Totale</b>				<b>132.615</b>		<b>5.598</b>				
				<b>daN</b>		<b>daN cm</b>				

$\delta\alpha = 0,1^\circ$

#### Forze peso applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pi	Spost. virtuale dx	Pi dx,i	Pi dx,i <sup>2</sup>	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	daN	cm	daN cm	daN cm <sup>2</sup>				
P1	Parete spessore 4T	0,275	3,050	105.085	0,532	55.943	29.782	3,0586	85,7017	-0,5324	0,0395
P2	Detrarre finestre P2 sp. 4T	0,275	2,000	-10.829	0,349	-3.780	-1.320	2,0131	83,4613	-0,3491	0,0397
P3	Spalla nodo 5 sp. 3T	0,700	3,050	1.460	0,532	777	414	3,1194	77,8933	-0,5324	0,1137
P4	Spalla nodo 6 sp. 3T	0,700	3,050	1.501	0,532	799	425	3,1194	77,8933	-0,5324	0,1137
P5	Gronda	0,000	6,100	10.143	1,065	10.799	11.497	6,1002	90,4298	-1,0646	-0,0089
P6	Copertura	0,420	7,050	13.637	1,231	16.781	20.649	7,0599	86,9614	-1,2305	0,0642
P7	3° solaio: soffitto sala C.	0,420	5,400	6.613	0,943	6.233	5.875	5,4130	86,0355	-0,9425	0,0645
P8	3° solaio: uffici volta mattoni	0,420	4,150	5.005	0,724	3.625	2.626	4,1668	84,8471	-0,7244	0,0647
<b>Totale</b>				<b>132.615</b>		<b>91.177</b>	<b>69.948</b>				
				<b>daN</b>		<b>daN cm</b>	<b>daN cm<sup>2</sup></b>				

#### Forze peso non direttamente applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pj	Spost. virtuale dx	Pj dx,j	Pi dx,i <sup>2</sup>	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	daN	cm	daN cm	daN cm <sup>2</sup>				
					0,000	0	0	0,0458	180,0000	0,0000	-0,0080
					0,000	0	0	0,0458	180,0000	0,0000	-0,0080
<b>Totale</b>				<b>0</b>		<b>0</b>	<b>0</b>				
				<b>daN</b>		<b>daN cm</b>	<b>daN cm<sup>2</sup></b>				

Non si considerano altri carichi applicati alla parete in quanto portati da altre strutture murarie dotate di sufficiente rigidità nella direzione del cinematismo.

### Stato di progetto

#### Forze esterne

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Fh/m	Spost. virtuale dh	Fh dh/m	Fh dh	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	kg/m	cm	kg cm/m	kg cm				
1	Ancoraggio a Solaio 3, corrid.	0,275	4,150	1.234	0,724	894	4.112	4,1563	86,8383	-0,7243	0,0394
2	Ancoraggio tetto	0,275	6,100	1.509	1,065	1.607	25.866	6,1043	87,8478	-1,0647	0,0391
<b>Totale</b>				<b>1.234</b>		<b>2.500</b>	<b>29.978</b>				
				<b>daN</b>		<b>kg cm/m</b>	<b>kg cm</b>				

Si considera che i diaframmi attivati ai diversi piani dell'edificio siano in grado di offrire una azione di trattenuta, equivalente alle azioni sismiche sollecitanti e determinate con distribuzione da analisi statica lineare.

### Valutazione del moltiplicatore di attivazione del cinematismo $a_0$

$a_0 = 0,390$

#### Calcolo della massa partecipante $M^*$ e della accelerazione $a^*_0$

Massa partecipante	$M^*g$	118.849	daN
Coeff.di partecipaz.	$e^*$	0,896	
Accelerazione di attivazione	$a^*_0$	0,4354	g
	$a^*_0$	4,271	m/sec <sup>2</sup>

### Verifica allo stato limite ultimo

#### Accelerazione al suolo

$a^*_0$	0,4354	g
Confronto di $a^*_0$ con $a_{SLV} S / q$ , si ha:		
$S$	1,50	
$a_{SLV}$	1,147	m/sec <sup>2</sup>
$a_{SLV} S / q$	0,860	m/sec <sup>2</sup>
$f_{a,SLV}$	4,966	>= 1,00 VERIFICATO

### Verifica allo stato limite ultimo in quota

$\psi(Z) = Z/H$	0,5524	
N° piani	4,0000	
$\gamma$	1,3333	
$S_d(T_1) = S_g(T_1)/q$	0,230	g
VERIFICA	2,5735	>= 1,00 VERIFICATO

## **Meccanismo di collasso: CINEMATISMO N.2**

### **VERIFICA A FLESSIONE DELLA PARETE**

Parete vincolata al piede ed in sommità con schema di calcolo a trave semplicemente appoggiata.

Si considera il contributo irrigidente delle pareti trasversali di facciata riducendo il momento sollecitante per il fattore geometrico  $L1=1/(1+\lambda^4)$  ove  $\lambda=H/a$  con "H" altezza della parete ed "a" distanza irrigidimenti.

Essendo tutti gli impalcati ancorati alla parete, la verifica viene condotta con riferimento al 2° piano (di altezza maggiore pari a 6,10 m), con riferimento alla porzione di facciata compresa tra i nodi 6-7-8 (lung. 13,8 m), in quanto meno caricata e considerando non efficaci gli ancoraggi intermedi alle pareti interne.

#### **Azioni agenti fuori piano**

<u>Peso muratura</u>	14.766 daN/m
Sd[g] =	0,2297 g
Azione sismica sulla muratura	3392 daN/m
Altezza media muratura	6,1 m
M sollecitante	15776 daNm
$\lambda$	0,442
L1	0,9632
M sollecitante ridotto	15196 daNm

#### **Momento resistente**

Carico assiale a metà altezza

- parete	45036 daN
- copertura	11.689 daN
- soffitto sala Consigliare	7.935 daN
-	daN
Carico totale	64660 daN

spessore muratura (t)	55 cm
larghezza muratura (B)	1380 cm
x: zona compressa con $0,85x_{fd}$	4,59 cm
eccentricità = $t/2-x/2$	25,20 cm
Mres	16296 daNm

Coeff. di sicurezza	1,07 $\geq$ 1,00	VERIFICATO
---------------------	------------------	------------

**Inserimento di un rinforzo: non necessario**

PARETE NODI 8-24 E CERNIERA AL P1°

altezza media edificio $H_{med}$ (m)	15,75	0,085 telai in acciaio; 0,075 telai in CA; 0,05 negli altri casi									
coefficiente di tipologia $C_1$	0,05										
periodo modo principale $T_1$ (sec.)	0,395										
categoria terreno	C										
$a_g/g$	$F_o$	$T_c^*$	$T_B$	$T_C$	$T_D$	$C_C$	$S_S$	$S_T$	$q$		
0,1169	2,620	0,303	0,157	0,472	2,068	1,56	1,50	1,00	2,00		

poiché  $T_1 < T_B \Rightarrow$  edificio rigido  $\Rightarrow S_d[g] = 0,230$  inserire il corretto riferimento alla cella del grafico a lato

Analisi carichi

a) Copertura in legno Sala C.

	$\Psi/2$	Fatto	Progetto
pesi strutturali	-	30	40 daN/mq
permanenti portati	-	100	100 daN/mq
neve (accidentali)	0,0	120	120 daN/mq
<i>totale</i>		250	260 daN/mq
<i>totale (con accidentali ridotti)</i>		130	140 daN/mq

b) Sottotetto: controsof. Sala C.

	$\Psi/2$	Fatto	Progetto
pesi strutturali	-	45	45 daN/mq
permanenti portati	-	25	70 daN/mq
accidentale B	0,0	100	100 daN/mq
<i>totale</i>		170	215 daN/mq
<i>totale (con accidentali ridotti)</i>		70	115 daN/mq

c) Sala C.: solaio in legno

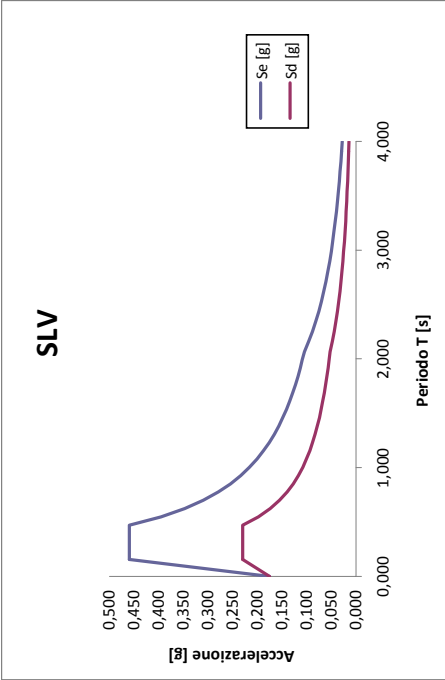
	$\Psi/2$	Fatto	Progetto
pesi strutturali	-	190	190 daN/mq
permanenti portati	-	110	200 daN/mq
accidentale C	0,6	400	400 daN/mq
<i>totale</i>		700	790 daN/mq
<i>totale (con accidentali ridotti)</i>		540	630 daN/mq

d) Muratura portante 4T

	sp. (m)	daN/m <sup>3</sup>	daN/m <sup>2</sup>
muratura	0,550	1.800	990,0
intonaco	0,040	2.000	80,0
<i>totale</i>			1.070
		daN/m <sup>3</sup>	1.945

e) Muratura portante 3T

	sp. (m)	daN/m <sup>3</sup>	daN/m <sup>2</sup>
muratura	0,410	1.800	738,0
intonaco	0,040	2.000	80,0
<i>totale</i>			820
		daN/m <sup>3</sup>	2.000



T [s]	Se [g]	Sd [g]
0,000	0,175	0,175
0,157	0,459	0,230
0,472	0,459	0,230
0,548	0,396	0,198
0,624	0,347	0,174
0,700	0,310	0,155
0,776	0,279	0,140
0,852	0,254	0,127
0,928	0,234	0,117
1,004	0,216	0,108
1,080	0,201	0,100
1,156	0,188	0,094
1,232	0,178	0,088
1,308	0,166	0,083
1,384	0,157	0,078
1,460	0,148	0,074
1,536	0,141	0,071
1,612	0,134	0,067
1,688	0,128	0,064
1,764	0,123	0,061
1,840	0,118	0,059
1,916	0,113	0,057
1,992	0,109	0,054
2,068	0,105	0,052
2,160	0,096	0,048
2,252	0,088	0,044
2,344	0,082	0,041
2,436	0,076	0,038
2,528	0,070	0,035
2,620	0,065	0,033
2,712	0,061	0,030
2,804	0,057	0,029
2,896	0,053	0,027
2,988	0,050	0,025
3,080	0,047	0,024
3,172	0,045	0,022
3,264	0,042	0,021
3,356	0,040	0,020
3,448	0,038	0,019
3,540	0,036	0,018
3,632	0,034	0,017
3,724	0,032	0,016
3,816	0,031	0,015
3,908	0,029	0,015
4,000	0,028	0,014

### Meccanismo di collasso: CINEMATISMO N.1

Si considera il meccanismo con cerniera al P.2° in quanto il meccanismo non si è evidenziato ai piani inferiori.

I solai vengono considerati privi di comportamento membranale nel proprio piano in quanto privi di dispositivi di ancoraggio.

Calcolo riferito all'intera parete a partire dalla spalla della finestra vicina al nodo 1 e la spalla della finestra vicina al nodo 30, per una lunghezza di 10,70 m.

Nel calcolo si sono considerate le masse della spalla della canna fumaria e dell'architrave della finestra. La prima introdotta con il solo contributo sismico, la seconda inserita con contributo stabilizzante ridotto al 50%, per considerare le migrazioni dei carichi nell'ambito del meccanismo.

#### Caratteristiche muratura in mattoni pieni e malta di calce

Resistenza a compressione media muratura	$f_m$	t/mq	<b>240</b>
Resistenza a compressione di progetto muratura	$f_d$	t/mq	<b>120</b>
Resistenza a taglio media muratura	$t_o$	t/mq	<b>6</b>
Resistenza a taglio di progetto muratura	$t_{od}$	t/mq	<b>3,0</b>

#### Coefficienti di sicurezza

Fattore confidenza	FC	adim.	<b>1,00</b>
Fattore di sicurezza materiale	$\gamma_M$	adim.	<b>2</b>

#### Dati del fabbricato

Fattore di struttura	q	adim.	<b>2,00</b>
Altezza cerniera meccanismo da terra	Z	ml	<b>4,20</b>
Altezza edificio	H	ml	<b>15,75</b>

#### Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (NTC 2008)

##### Parametri spettrali da NTC 2008 (SLV)

Terreno tipo	<b>C</b>		
Accelerazione $a_g$	(g)	<b>0,1169</b>	
Amplificazione $F_0$	(adim)	<b>2,620</b>	
Periodo $T^*c$	(sec)	<b>0,303</b>	
Coefficiente $S_T$	(adim)	<b>1,00</b>	
Coefficiente $S_s$	(adim)	<b>1,50</b>	
Coefficiente $S$	(adim)	<b>1,50</b>	
Coefficiente $C_c$	(adim)	<b>1,56</b>	
Periodo $T_B$	(sec)	<b>0,157</b>	
Periodo $T_c$	(sec)	<b>0,472</b>	
Periodo $T_D$	(sec)	<b>2,068</b>	
Periodo edificio $T_1$	(sec)	<b>0,395</b>	0,05 edificio con struttura mista o in muratura
$S_e(T_B)$	(g)	<b>0,230</b>	
$S_e(T_B)$	(m/sec <sup>2</sup> )	<b>2,251</b>	

Il sistema di riferimento è costituito da una coppia di assi cartesiani ortogonali aventi origine nella cerniera di rotazione senza tener conto del suo eventuale arretramento t; asse X orizzontale positivo nel verso opposto alla rotazione del muro; asse Y verticale positivo verso l'alto.

#### Analisi carichi

	Larghezza	Lunghezza	Altezza	Carico unitario	Carico totale	X	Y
	m	m	m	daN/(u.m.)	daN	[m]	[m]
P1 Parete spessore 4T	0,55	10,70	10,60	1.945	121.360	0,275	5,300
P2 Detrarre finestre P1 sp. 4T	0,55	3,45	2,20	1.945	-8.122	0,275	2,000
P3 Spalla nodo 8 sp. 4T	0,80	0,55	10,60	1.945	9.074	0,950	5,300
P4 Spalla nodo 24 sp. 3T	0,80	0,41	10,60	2.000	6.954	0,950	5,300
P5 Spalla canna fumaria n. 8	0,80	0,55	10,60	1.945	9.074	0,087	5,300
P6 Spalla canna fumaria n. 24	0,80	0,41	10,60	2.000	6.954	0,087	5,300
P7 Architrave finestra nodo 8	1,20	0,55	2,50	1.945	3.210	1,200	9,050
P8 Architrave finestra nodo 24	1,20	0,41	2,50	2.000	2.460	1,200	9,050
P9 Gronda	1,00	10,70	1,00	630	6.741	0,000	10,600
P10 Copertura	2,50	10,70	1,00	130	3.478	0,420	11,550
P11 3° solaio: soffitto sala C.	1,00	10,70	1,00	70	749	0,420	9,900
P12 2° solaio: uffici con legno	1,10	10,70	1,00	540	6.356	0,420	4,500

#### Forze peso applicate sui blocchi

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	G1 + G2
		m	m	daN
P1	Parete spessore 4T	0,275	5,300	121.360
P2	Detrarre finestre P1 sp. 4T	0,275	2,000	-8.122
P3	Spalla nodo 8 sp. 4T	0,950	5,300	9.074
P4	Spalla nodo 24 sp. 3T	0,950	5,300	6.954
P5	Spalla canna fumaria n. 8	0,087	5,300	9.074
P6	Spalla canna fumaria n. 24	0,087	5,300	6.954
P7	Architrave finestra nodo 8	1,200	9,050	3.210
P8	Architrave finestra nodo 24	1,200	9,050	2.460
P9	Gronda	0,000	10,600	6.741
P10	Copertura	0,420	11,550	3.478
P11	3° solaio: soffitto sala C.	0,420	9,900	749
P12	2° solaio: uffici con legno	0,420	4,500	6.356
<b>Totale</b>				<b>168.288</b>
				<b>daN</b>

#### Valutazione arretramento cerniera di rotazione

Arretramento polo di rotazione rispetto al filo esterno parete (m):

Resistenza compressione di		
progetto muratura	(t/mq)	120
Larghezza sezione della cerniera	(m)	10,70
Peso totale coinvolto	(daN)	168.288
Formula $t = 2N / (3 \text{ sigma } L)$	(m)	0,087

#### Valutazione degli spostamenti e dei lavori virtuali

Forze peso applicate sui blocchi (carichi verticali)

							$\delta\alpha = 0,1^\circ$			
n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pi	Spost. virtuale dy	Pi dy,i	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	daN	cm	daN cm				
P1	Parete spessore 4T	0,275	5,300	121.360	0,032	3.876	5,3033	87,9725	-0,9251	0,0319
P2	Detrarre finestre P1 sp. 4T	0,275	2,000	-8.122	0,032	-263	2,0088	84,6407	-0,3491	0,0324
P3	Spalla nodo 8 sp. 4T	0,950	5,300	9.074	0,150	1.359	5,3697	80,7557	-0,9252	0,1497
P4	Spalla nodo 24 sp. 3T	0,950	5,300	6.954	0,150	1.041	5,3697	80,7557	-0,9252	0,1497
P5	Spalla canna fumaria n. 8	0,087	5,300	9.074	-0,001	-7	5,3000	89,9989	-0,9250	-0,0008
P6	Spalla canna fumaria n. 24	0,087	5,300	6.954	-0,001	-5	5,3000	89,9989	-0,9250	-0,0008
P7	Architrave finestra nodo 8	1,200	9,050	3.210	0,193	309	9,1181	82,9911	-1,5797	0,1928
P8	Architrave finestra nodo 24	1,200	9,050	2.460	0,193	237	9,1181	82,9911	-1,5797	0,1928
P9	Gronda	0,000	10,600	6.741	-0,017	-114	10,6004	90,4723	-1,8500	-0,0169
P10	Copertura	0,420	11,550	3.478	0,056	196	11,5548	88,3504	-2,0159	0,0563
P11	3° solaio: soffitto sala C.	0,420	9,900	749	0,057	42	9,9056	88,0757	-1,7279	0,0565
P12	2° solaio: uffici con legno	0,420	4,500	6.356	0,057	365	4,5123	85,7726	-0,7854	0,0574
<b>Totale</b>				<b>168.288</b>		<b>7.036</b>				
				<b>daN</b>		<b>daN cm</b>				

Forze peso applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pi	Spost. virtuale dx	Pi dx,i	Pi dx,i <sup>2</sup>	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	daN	cm	daN cm	daN cm <sup>2</sup>				
P1	Parete spessore 4T	0,275	5,300	121.360	0,925	112.264	103.850	5,3033	87,9725	-0,9251	0,0319
P2	Detrarre finestre P1 sp. 4T	0,275	2,000	-8.122	0,349	-2.835	-990	2,0088	84,6407	-0,3491	0,0324
P3	Spalla nodo 8 sp. 4T	0,950	5,300	9.074	0,925	8.395	7.767	5,3697	80,7557	-0,9252	0,1497
P4	Spalla nodo 24 sp. 3T	0,950	5,300	6.954	0,925	6.434	5.952	5,3697	80,7557	-0,9252	0,1497
P5	Spalla canna fumaria n. 8	0,087	5,300	9.074	0,925	8.394	7.764	5,3000	89,9989	-0,9250	-0,0008
P6	Spalla canna fumaria n. 24	0,087	5,300	6.954	0,925	6.433	5.950	5,3000	89,9989	-0,9250	-0,0008
P7	Architrave finestra nodo 8	1,200	9,050	3.210	1,580	5.071	8.010	9,1181	82,9911	-1,5797	0,1928
P8	Architrave finestra nodo 24	1,200	9,050	2.460	1,580	3.886	6.139	9,1181	82,9911	-1,5797	0,1928
P9	Gronda	0,000	10,600	6.741	1,850	12.471	23.072	10,6004	90,4723	-1,8500	-0,0169
P10	Copertura	0,420	11,550	3.478	2,016	7.011	14.134	11,5548	88,3504	-2,0159	0,0563
P11	3° solaio: soffitto sala C.	0,420	9,900	749	1,728	1.294	2.236	9,9056	88,0757	-1,7279	0,0565
P12	2° solaio: uffici con legno	0,420	4,500	6.356	0,785	4.992	3.921	4,5123	85,7726	-0,7854	0,0574
<b>Totale</b>				<b>168.288</b>		<b>173.809</b>	<b>187.807</b>				
				<b>daN</b>		<b>daN cm</b>	<b>daN cm<sup>2</sup></b>				

Forze peso non direttamente applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pj	Spost. virtuale dx	Pj dx,j	Pi dx,i <sup>2</sup>	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	daN	cm	kg cm	kg cm <sup>2</sup>				
P10	Copertura	0,420	11,550	9.042	2,016	18.227	36.744	11,5548	88,3504	-2,0159	0,0563
P11	3° solaio: soffitto sala C.	0,420	9,900	5.992	1,728	10.354	17.890	9,9056	88,0757	-1,7279	0,0565
<b>Totale</b>				<b>15.034</b>		<b>28.581</b>	<b>54.634</b>				
				<b>daN</b>		<b>daN cm</b>	<b>daN cm<sup>2</sup></b>				

La struttura della copertura e di quella del soffitto della Sala consiliare si considerano spingenti in quanto particolarmente deformabili nella direzione trasversale alla parete 8-24.

#### Stato di fatto

Forze esterne

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Fh	Spost. virtuale dh	Fh dh	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	daN	cm	daN cm				
1					0,000	0	0,0874	180,0000	0,0000	-0,0153
<b>Totale</b>				<b>0</b>		<b>0</b>				
				<b>daN</b>		<b>daN cm</b>				

Si trascura il contributo di ancoraggio fornito dal solaio in quanto non sono presenti dispositivi di ancoraggio meccanico, si trascura inoltre anche l'effetto dell'attrito tra travi e muro.

#### Valutazione del moltiplicatore di attivazione del cinematisma a<sub>0</sub>

a<sub>0</sub> = 0,035

#### Calcolo della massa partecipante M\* e della accelerazione a\*<sub>0</sub>

Massa partecipante	M*g	168.956	daN
Coeff.di partecipaz.	e*	0,922	
Accelerazione di attivazione	a* <sub>0</sub>	0,0377	g
	a* <sub>0</sub>	0,370	m/sec <sup>2</sup>

### Verifica allo stato limite ultimo

#### Accelerazione al suolo

$a^*_0$	0,0377	g	
Confronto di $a_{0^*}$ con $a_{SLV} S / q$ , si ha:			
S	1,50		
$a_{SLV}$	1,147	m/sec <sup>2</sup>	
$a_{SLV} S / q$	0,860	m/sec <sup>2</sup>	
$f_{a,SLV}$	<b>0,430</b>	<b>&lt; 1,00</b>	<b>NON VERIFICATO</b>

### Verifica allo stato limite ultimo in quota

$\psi(Z) = Z/H$	0,2667		
N° piani	4,0000		
$\gamma$	1,3333		
$S_d(T_1) = S_g(T_1)/q$	0,230	g	
VERIFICA	<b>0,4618</b>	<b>&lt; 1,00</b>	<b>NON VERIFICATO</b>

Nel nodo 24 il danneggiamento è stato aggravato dalla presenza di una canna fumaria inserita nella muratura esterna di spessore 3 teste, tra i nodi 23 e 24 e che ha determinato la formazione di sezioni murarie instabili che hanno gravato e quindi aggravato, l'equilibrio del cinematismo in corrispondenza del nodo 24: da cui l'elevato danneggiamento delle murature.

### Meccanismo di collasso: CINEMATISMO N.1

Si considera il meccanismo con cerniera al P.2° in quanto il meccanismo non si è evidenziato ai piani inferiori.

I solai vengono considerati privi di comportamento membranale nel proprio piano in quanto privi di dispositivi di ancoraggio.

Calcolo riferito all'intera parete a partire dalla spalla della finestra vicina al nodo 1 e la spalla della finestra vicina al nodo 30, per una lunghezza di 10,70 m.

#### Caratteristiche muratura in mattoni pieni e malta di calce

Resistenza a compressione media muratura	$f_m$	t/mq	240
Resistenza a compressione di progetto muratura	$f_d$	t/mq	120
Resistenza a taglio media muratura	$t_o$	t/mq	6
Resistenza a taglio di progetto muratura	$t_{od}$	t/mq	3,0

#### Coefficienti di sicurezza

Fattore confidenza	FC	adim.	1,00
Fattore di sicurezza materiale	$\gamma_M$	adim.	2

#### Dati del fabbricato

Fattore di struttura	q	adim.	2,00
Altezza cerniera meccanismo da terra	Z	ml	4,20
Altezza edificio	H	ml	15,75

#### Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (NTC 2008)

##### Parametri spettrali da NTC 2008 (SLV)

Terreno tipo

C

Accelerazione $a_g$	(g)	0,1169
Amplificazione $F_0$	(adim)	2,620
Periodo $T^*c$	(sec)	0,303

Coefficiente $S_T$	(adim)	1,00
Coefficiente $S_s$	(adim)	1,50
Coefficiente $S$	(adim)	1,50
Coefficiente $C_c$	(adim)	1,56

Periodo $T_B$	(sec)	0,157
Periodo $T_C$	(sec)	0,472
Periodo $T_D$	(sec)	2,068

Periodo edificio $T_1$	(sec)	0,395
------------------------	-------	-------

0,05 edificio con struttura mista o in muratura

$S_e(T_B)$	(g)	0,230
$S_e(T_B)$	(m/sec <sup>2</sup> )	2,251

Il sistema di riferimento è costituito da una coppia di assi cartesiani ortogonali aventi origine nella cerniera di rotazione senza tener conto del suo eventuale arretramento t; asse X orizzontale positivo nel verso opposto alla rotazione del muro; asse Y verticale positivo verso l'alto.

#### Analisi carichi

		Larghezza	Lunghezza	Altezza	Carico unitario	Carico totale		
		m	m	m	daN/(u.m.)	daN	X [m]	Y [m]
P1	Parete spessore 4T	0,55	10,70	10,60	1.945	121.360	0,275	5,300
P2	Detrarre finestre P1 sp. 4T	0,55	3,45	2,20	1.945	-8.122	0,275	2,000
P3	Spalla nodo 8 sp. 4T	0,85	0,55	10,60	1.945	9.641	0,975	5,300
P4	Spalla nodo 24 sp. 3T	0,85	0,41	10,60	2.000	7.389	0,975	5,300
P5	Gronda	1,00	10,70	1,00	630	6.741	0,000	10,600
P6	Copertura	2,50	10,70	1,00	140	3.745	0,420	11,550
P7	3° solaio: soffitto sala C.	1,00	10,70	1,00	115	1.231	0,420	9,900
P8	2° solaio: uffici con legno	1,10	10,70	1,00	630	7.416	0,420	4,500

#### Forze peso applicate sui blocchi

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	G1 + G2 daN
P1	Parete spessore 4T	0,275	5,300	121.360
P2	Detrarre finestre P1 sp. 4T	0,275	2,000	-8.122
P3	Spalla nodo 8 sp. 4T	0,975	5,300	9.641
P4	Spalla nodo 24 sp. 3T	0,975	5,300	7.389
P5	Gronda	0,000	10,600	6.741
P6	Copertura	0,420	11,550	3.745
P7	3° solaio: soffitto sala C.	0,420	9,900	1.231
P8	2° solaio: uffici con legno	0,420	4,500	7.416
<b>Totale</b>				<b>149.401 daN</b>

#### Valutazione arretramento cerniera di rotazione

Arretramento polo di rotazione rispetto al filo esterno parete (m):

Resistenza compressione di		
progetto muratura	(t/mq)	120
Larghezza sezione della cerniera	(m)	10,70
Peso totale coinvolto	(daN)	149.401
Formula $t = 2N / (3 \sigma L)$	(m)	0,078

#### Valutazione degli spostamenti e dei lavori virtuali

Forze peso applicate sui blocchi (carichi verticali)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pi	Spost. virtuale dy	Pi dy <sub>i</sub>	$\delta\alpha = 0,1^\circ$			
		m	m	daN	cm	daN cm	Rp	fp	X'	Y'
P1	Parete spessore 4T	0,275	5,300	121.360	0,034	4.084	5,3037	87,8667	-0,9251	0,0337
P2	Detrarre finestre P1 sp. 4T	0,275	2,000	-8.122	0,034	-277	2,0097	84,3623	-0,3491	0,0342
P3	Spalla nodo 8 sp. 4T	0,975	5,300	9.641	0,156	1.502	5,3754	80,3895	-0,9252	0,1558
P4	Spalla nodo 24 sp. 3T	0,975	5,300	7.389	0,156	1.151	5,3754	80,3895	-0,9252	0,1558
P5	Gronda	0,000	10,600	6.741	-0,015	-102	10,6003	90,4193	-1,8500	-0,0152
P6	Copertura	0,420	11,550	3.745	0,058	217	11,5551	88,3018	-2,0159	0,0580
P7	3° solaio: soffitto sala C.	0,420	9,900	1.231	0,058	72	9,9059	88,0190	-1,7279	0,0583
P8	2° solaio: uffici con legno	0,420	4,500	7.416	0,059	438	4,5130	85,6484	-0,7854	0,0591
<b>Totale</b>				<b>149.401</b>		<b>7.085</b>				
				<b>daN</b>		<b>daN cm</b>				

Forze peso applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pi	Spost. virtuale dx	Pi dx <sub>i</sub>	Pi dx <sub>i</sub> <sup>2</sup>	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	daN	cm	daN cm	daN cm <sup>2</sup>				
P1	Parete spessore 4T	0,275	5,300	121.360	0,925	112.265	103.851	5,3037	87,8667	-0,9251	0,0337
P2	Detrarre finestre P1 sp. 4T	0,275	2,000	-8.122	0,349	-2.835	-990	2,0097	84,3623	-0,3491	0,0342
P3	Spalla nodo 8 sp. 4T	0,975	5,300	9.641	0,925	8.919	8.252	5,3754	80,3895	-0,9252	0,1558
P4	Spalla nodo 24 sp. 3T	0,975	5,300	7.389	0,925	6.836	6.324	5,3754	80,3895	-0,9252	0,1558
P5	Gronda	0,000	10,600	6.741	1,850	12.471	23.072	10,6003	90,4193	-1,8500	-0,0152
P6	Copertura	0,420	11,550	3.745	2,016	7.550	15.219	11,5551	88,3018	-2,0159	0,0580
P7	3° solaio: soffitto sala C.	0,420	9,900	1.231	1,728	2.127	3.675	9,9059	88,0190	-1,7279	0,0583
P8	2° solaio: uffici con legno	0,420	4,500	7.416	0,785	5.825	4.575	4,5130	85,6484	-0,7854	0,0591
<b>Totale</b>				<b>149.401</b>		<b>153.157</b>	<b>163.979</b>				
				<b>daN</b>		<b>daN cm</b>	<b>daN cm<sup>2</sup></b>				

Forze peso non direttamente applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pj	Spost. virtuale dx	Pj dx <sub>j</sub>	Pj dx <sub>j</sub> <sup>2</sup>	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	daN	cm	kg cm	kg cm <sup>2</sup>				
P6	Copertura	0,420	11,550	9.737	2,016	19.629	39.570	11,5551	88,3018	-2,0159	0,0580
P7	3° solaio: soffitto sala C.	0,420	9,900	9.844	1,728	17.010	29.392	9,9059	88,0190	-1,7279	0,0583
<b>Totale</b>				<b>19.581</b>		<b>36.639</b>	<b>68.962</b>				
				<b>daN</b>		<b>daN cm</b>	<b>daN cm<sup>2</sup></b>				

La struttura della copertura e di quella del soffitto della Sala consiliare si considerano spingenti in quanto particolarmente deformabili nella direzione trasversale alla parete 8-24.

#### Stato di progetto

Forze esterne

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Fh/m	Spost. virtuale dh	Fh dh/m	Fh dh	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	kg/m	cm	kg cm/m	kg cm				
1	Ancoraggio a Solaio 2	0,275	4,500	1.368	0,785	1.074	11.497	4,5043	87,4879	-0,7854	0,0338
2	Ancoraggio tetto	0,275	10,600	1.509	1,850	2.792	29.872	10,6018	88,9330	-1,8501	0,0328
<b>Totale</b>				<b>1.368</b>		<b>3.866</b>	<b>41.369</b>				
				<b>daN</b>		<b>kg cm/m</b>	<b>kg cm</b>				

Si considera che i diaframmi attivati ai diversi piani dell'edificio siano in grado di offrire una azione di trattenuta, equivalente alle azioni sismiche sollecitanti e determinate con distribuzione da analisi statica lineare.

#### Valutazione del moltiplicatore di attivazione del cinematisma a<sub>0</sub>

a<sub>0</sub> = 0,255

#### Calcolo della massa partecipante M\* e della accelerazione a\*<sub>0</sub>

Massa partecipante	M*g	154.642	daN
Coeff.di partecipaz.	e*	0,915	
Accelerazione di attivazione	a* <sub>0</sub>	0,2790	g
	a* <sub>0</sub>	2,737	m/sec <sup>2</sup>



### **Verifica allo stato limite ultimo**

#### **Accelerazione al suolo**

$a^*_0$	0,2790	g	
Confronto di $a_{0^*}$ con $a_{SLV} S / q$ , si ha:			
S	1,50		
$a_{SLV}$	1,147	m/sec <sup>2</sup>	
$a_{SLV} S / q$	0,860	m/sec <sup>2</sup>	
$f_{a,SLV}$	<b>3,182</b>	<b>&gt;= 1,00</b>	<b>VERIFICATO</b>

### **Verifica allo stato limite ultimo in quota**

$\psi(Z) = Z/H$	0,2667		
N° piani	4,0000		
$\gamma$	1,3333		
$S_d(T_1) = S_g(T_1)/q$	0,230	g	
VERIFICA	<b>3,4156</b>	<b>&gt;= 1,00</b>	<b>VERIFICATO</b>

## **Meccanismo di collasso: CINEMATISMO N.2**

### **VERIFICA A FLESSIONE DELLA PARETE**

Parete vincolata al piede ed in sommità con schema di calcolo a trave semplicemente appoggiata.

Si considera il contributo irrigidente delle pareti trasversali di facciata riducendo il momento sollecitante per il fattore geometrico  $L1=1/(1+\lambda^4)$  ove  $\lambda=H/a$  con "H" altezza della parete ed "a" distanza irrigidimenti.

Essendo tutti gli impalcati ancorati alla parete, la verifica viene condotta con riferimento al 2° piano (di altezza maggiore pari a 6,10 m), con riferimento alla porzione di facciata compresa tra i nodi 8-24 (lunghezza 10,7 m), in quanto meno caricata e considerando non efficaci gli ancoraggi intermedi alle pareti interne.

### **Azioni agenti fuori piano**

<u>Peso muratura</u>	11.449 daN/m
Sd[g] =	0,2297 g
Azione sismica sulla muratura	2630 daN/m
Altezza media muratura	6,1 m
M sollecitante	12232 daNm
$\lambda$	0,570
L1	0,9045
M sollecitante ridotto	11064 daNm

### **Momento resistente**

Carico assiale a metà altezza

- parete	34919 daN
- copertura	3.745 daN
- soffitto sala Consigliare	1.231 daN
-	daN
Carico totale	39895 daN

spessore muratura (t)	55 cm
larghezza muratura (B)	1070 cm
x: zona compressa con $0,85x_{fd}$	3,66 cm
eccentricità = $t/2-x/2$	25,67 cm
M <sub>res</sub>	10242 daNm

<b>Coeff. di sicurezza</b>	<b>0,93 &lt; 1,00</b>	<b>NON VERIFICATO</b>
----------------------------	-----------------------	-----------------------

**Inserimento di un rinforzo: non previsto**

PARETE NODI 8-24 E CERNIERA AL P2°

altezza media edificio $H_{med}$ (m)	15,75	0,085 telai in acciaio; 0,075 telai in CA; 0,05 negli altri casi									
coefficiente di tipologia $C_1$	0,05										
periodo modo principale $T_1$ (sec.)	0,395										
categoria terreno	C										
$a_g/g$	$F_o$	$T_c^*$	$T_B$	$T_C$	$T_D$	$C_C$	$S_S$	$S_T$	$q$		
0,1169	2,620	0,303	0,157	0,472	2,068	1,56	1,50	1,00	2,00		

poiché  $T_1 < T_B \Rightarrow$  edificio rigido  $\Rightarrow S_d[g] = 0,230$  inserire il corretto riferimento alla cella del grafico a lato

Analisi carichi

a) Copertura in legno Sala C.

	$\Psi/2$	Fatto	Progetto
pesi strutturali	-	30	40 daN/mq
permanenti portati	-	100	100 daN/mq
neve (accidentali)	0,0	120	120 daN/mq
<i>totale</i>		250	260 daN/mq
<i>totale (con accidentali ridotti)</i>		130	140 daN/mq

b) Sottotetto: controsof. Sala C.

	$\Psi/2$	Fatto	Progetto
pesi strutturali	-	45	45 daN/mq
permanenti portati	-	25	70 daN/mq
accidentale B	0,0	100	100 daN/mq
<i>totale</i>		170	215 daN/mq
<i>totale (con accidentali ridotti)</i>		70	115 daN/mq

c) ....

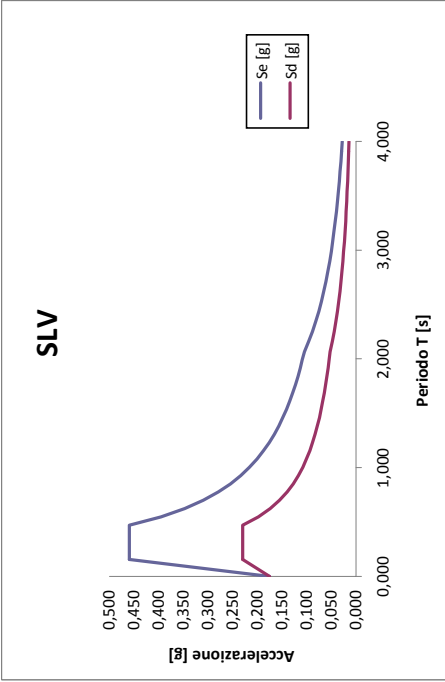
	$\Psi/2$	Fatto	Progetto
pesi strutturali			daN/mq
permanenti portati			daN/mq
accidentale			daN/mq
<i>totale</i>		0	0 daN/mq
<i>totale (con accidentali ridotti)</i>		0	0 daN/mq

d) Muratura portante 4T

	sp. (m)	daN/m <sup>3</sup>	daN/m <sup>2</sup>
muratura	0,550	1.800	990,0
intonaco	0,040	2.000	80,0
<i>totale</i>			1.070
		daN/m <sup>3</sup>	1.945

e) Muratura portante 3T

	sp. (m)	daN/m <sup>3</sup>	daN/m <sup>2</sup>
muratura	0,410	1.800	738,0
intonaco	0,040	2.000	80,0
<i>totale</i>			820
		daN/m <sup>3</sup>	2.000



T [s]	Se [g]	Sd [g]
0,000	0,175	0,175
0,157	0,459	0,230
0,472	0,459	0,230
0,548	0,396	0,198
0,624	0,347	0,174
0,700	0,310	0,155
0,776	0,279	0,140
0,852	0,254	0,127
0,928	0,234	0,117
1,004	0,216	0,108
1,080	0,201	0,100
1,156	0,188	0,094
1,232	0,178	0,088
1,308	0,166	0,083
1,384	0,157	0,078
1,460	0,148	0,074
1,536	0,141	0,071
1,612	0,134	0,067
1,688	0,128	0,064
1,764	0,123	0,061
1,840	0,118	0,059
1,916	0,113	0,057
1,992	0,109	0,054
2,068	0,105	0,052
2,160	0,096	0,048
2,252	0,088	0,044
2,344	0,082	0,041
2,436	0,076	0,038
2,528	0,070	0,035
2,620	0,065	0,033
2,712	0,061	0,030
2,804	0,057	0,029
2,896	0,053	0,027
2,988	0,050	0,025
3,080	0,047	0,024
3,172	0,045	0,022
3,264	0,042	0,021
3,356	0,040	0,020
3,448	0,038	0,019
3,540	0,036	0,018
3,632	0,034	0,017
3,724	0,032	0,016
3,816	0,031	0,015
3,908	0,029	0,015
4,000	0,028	0,014

### Meccanismo di collasso: CINEMATISMO N.1

Si considera il meccanismo con cerniera al P.2° in quanto il meccanismo non si è evidenziato ai piani inferiori.

I solai vengono considerati privi di comportamento membranale nel proprio piano in quanto privi di dispositivi di ancoraggio.

Calcolo riferito all'intera parete a partire dalla spalla della finestra vicina al nodo 1 e la spalla della finestra vicina al nodo 30, per una lunghezza di 10,70 m.

Nel calcolo si sono considerate le masse della spalla della canna fumaria e dell'architrave della finestra. La prima introdotta con il solo contributo sismico, la seconda inserita con contributo stabilizzante ridotto al 50%, per considerare le migrazioni dei carichi nell'ambito del meccanismo.

#### Caratteristiche muratura in mattoni pieni e malta di calce

Resistenza a compressione media muratura	$f_m$	t/mq	240
Resistenza a compressione di progetto muratura	$f_{d1}$	t/mq	120
Resistenza a taglio media muratura	$t_o$	t/mq	6
Resistenza a taglio di progetto muratura	$t_{od}$	t/mq	3,0

#### Coefficienti di sicurezza

Fattore confidenza	FC	adim.	1,00
Fattore di sicurezza materiale	$\gamma_M$	adim.	2

#### Dati del fabbricato

Fattore di struttura	q	adim.	2,00
Altezza cerniera meccanismo da terra	Z	ml	8,70
Altezza edificio	H	ml	15,75

#### Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (NTC 2008)

##### Parametri spettrali da NTC 2008 (SLV)

Terreno tipo	C
--------------	---

Accelerazione $a_g$	(g)	0,1169
Amplificazione $F_0$	(adim)	2,620
Periodo $T^*c$	(sec)	0,303

Coefficiente $S_T$	(adim)	1,00
Coefficiente $S_S$	(adim)	1,50
Coefficiente $S$	(adim)	1,50
Coefficiente $C_c$	(adim)	1,56

Periodo $T_B$	(sec)	0,157
Periodo $T_C$	(sec)	0,472
Periodo $T_D$	(sec)	2,068

Periodo edificio $T_1$	(sec)	0,395	0,05 edificio con struttura mista o in muratura
------------------------	-------	-------	---

$S_e(T_B)$	(g)	0,230
$S_e(T_B)$	(m/sec <sup>2</sup> )	2,251

Il sistema di riferimento è costituito da una coppia di assi cartesiani ortogonali aventi origine nella cerniera di rotazione senza tener conto del suo eventuale arretramento t; asse X orizzontale positivo nel verso opposto alla rotazione del muro; asse Y verticale positivo verso l'alto.

#### Analisi carichi

	Larghezza	Lunghezza	Altezza	Carico unitario	Carico totale	X	Y
	m	m	m	daN/(u.m.)	daN	[m]	[m]
P1 Parete spessore 4T	0,55	10,70	6,10	1.945	69.839	0,275	3,050
P2 Spalla nodo 8 sp. 4T	0,80	0,55	6,10	1.945	5.222	0,950	3,050
P3 Spalla nodo 24 sp. 3T	0,80	0,41	6,10	2.000	4.002	0,950	3,050
P4 Spalla canna fumaria n. 8	0,80	0,55	6,10	1.945	5.222	0,055	3,050
P5 Spalla canna fumaria n. 24	0,80	0,41	6,10	2.000	4.002	0,055	3,050
P6 Architrave finestra nodo 8	1,20	0,55	2,50	1.945	3.210	1,200	4,500
P7 Architrave finestra nodo 24	1,20	0,41	2,50	2.000	2.460	1,200	4,500
P8 Gronda	1,00	10,70	1,00	630	6.741	0,000	6,100
P9 Copertura	2,50	10,70	1,00	130	3.478	0,420	7,050
P10 3° solaio: soffitto sala C.	1,00	10,70	1,00	70	749	0,420	5,400

#### Forze peso applicate sui blocchi

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	G1 + G2
		m	m	daN
P1	Parete spessore 4T	0,275	3,050	69.839
P2	Spalla nodo 8 sp. 4T	0,950	3,050	5.222
P3	Spalla nodo 24 sp. 3T	0,950	3,050	4.002
P4	Spalla canna fumaria n. 8	0,055	3,050	5.222
P5	Spalla canna fumaria n. 24	0,055	3,050	4.002
P6	Architrave finestra nodo 8	1,200	4,500	3.210
P7	Architrave finestra nodo 24	1,200	4,500	2.460
P8	Gronda	0,000	6,100	6.741
P9	Copertura	0,420	7,050	3.478
P10	3° solaio: soffitto sala C.	0,420	5,400	749
<b>Totale</b>				<b>104.925</b>
				<b>daN</b>

#### Valutazione arretramento cerniera di rotazione

Arretramento polo di rotazione rispetto al filo esterno parete (m):

Resistenza compressione di progetto muratura	(t/mq)	120
Larghezza sezione della cerniera	(m)	10,70
Peso totale coinvolto	(daN)	104.925
Formula $t = 2N / (3 \sigma L)$	(m)	0,054

#### Valutazione degli spostamenti e dei lavori virtuali

Forze peso applicate sui blocchi (carichi verticali)

Forze peso applicate sui blocchi (carichi verticali)							δα = 0,1 °			
n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pi	Spost. virtuale dy	Pi dy,i	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	daN	cm	daN cm				
P1	Parete spessore 4T	0,275	3,050	69.839	0,038	2.656	3,0580	85,8646	-0,5324	0,0380
P2	Spalla nodo 8 sp. 4T	0,950	3,050	5.222	0,156	814	3,1788	73,6370	-0,5325	0,1558
P3	Spalla nodo 24 sp. 3T	0,950	3,050	4.002	0,156	624	3,1788	73,6370	-0,5325	0,1558
P4	Spalla canna fumaria n. 8	0,055	3,050	5.222	0,000	-2	3,0500	89,9981	-0,5323	-0,0004
P5	Spalla canna fumaria n. 24	0,055	3,050	4.002	0,000	-2	3,0500	89,9981	-0,5323	-0,0004
P6	Architrave finestra nodo 8	1,200	4,500	3.210	0,199	320	4,6435	75,7181	-0,7856	0,1992
P7	Architrave finestra nodo 24	1,200	4,500	2.460	0,199	245	4,6435	75,7181	-0,7856	0,1992
P8	Gronda	0,000	6,100	6.741	-0,010	-70	6,1002	90,5117	-1,0646	-0,0104
P9	Copertura	0,420	7,050	3.478	0,063	218	7,0595	87,0320	-1,2305	0,0627
P10	3° solaio: soffitto sala C.	0,420	5,400	749	0,063	47	5,4124	86,1276	-0,9425	0,0630
Totale				104.925	4.849					
				daN	daN cm					

### Verifica allo stato limite ultimo

#### Accelerazione al suolo

$a^*_0$  0,0684 g

Confronto di  $a_0^*$  con  $a_{SLV} S / q$ , si ha:

S	1,50		
$a_{SLV}$	1,147	m/sec <sup>2</sup>	
$a_{SLV} S / q$	0,860	m/sec <sup>2</sup>	
$f_{a,SLV}$	<b>0,780</b>	<b>&lt; 1,00</b>	<b>NON VERIFICATO</b>

#### Verifica allo stato limite ultimo in quota

$\psi(Z) = Z/H$	0,5524	
N° piani	4,0000	
$\gamma$	1,3333	
$S_d(T_1) = S_e(T_1)/q$	0,230 g	
VERIFICA	<b>0,4044 &lt; 1,00</b>	<b>NON VERIFICATO</b>

Nel nodo 24 il danneggiamento è stato aggravato dalla presenza di una canna fumaria inserita nella muratura esterna di spessore 3 teste, tra i nodi 23 e 24 e che ha determinato la formazione di sezioni murarie instabili che hanno gravato e quindi aggravato, l'equilibrio del cinematisimo in corrispondenza del nodo 24: da cui l'elevato danneggiamento delle murature.

### Meccanismo di collasso: CINEMATISMO N.1

Si considera il meccanismo con cerniera al P.2° in quanto il meccanismo non si è evidenziato ai piani inferiori.

I solai vengono considerati privi di comportamento membranale nel proprio piano in quanto privi di dispositivi di ancoraggio.

Calcolo riferito all'intera parete a partire dalla spalla della finestra vicina al nodo 1 e la spalla della finestra vicina al nodo 30, per una lunghezza di 10,70 m.

#### Caratteristiche muratura in mattoni pieni e malta di calce

Resistenza a compressione media muratura	$f_m$	t/mq	240
Resistenza a compressione di progetto muratura	$f_d$	t/mq	120
Resistenza a taglio media muratura	$t_o$	t/mq	6
Resistenza a taglio di progetto muratura	$t_{od}$	t/mq	3,0

#### Coefficienti di sicurezza

Fattore confidenza	FC	adim.	1,00
Fattore di sicurezza materiale	$\gamma_M$	adim.	2

#### Dati del fabbricato

Fattore di struttura	q	adim.	2,00
Altezza cerniera meccanismo da terra	Z	ml	8,70
Altezza edificio	H	ml	15,75

#### Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (NTC 2008)

##### Parametri spettrali da NTC 2008 (SLV)

Terreno tipo		C
Accelerazione $a_g$	(g)	0,1169
Amplificazione $F_0$	(adim)	2,620
Periodo $T^*c$	(sec)	0,303
Coefficiente $S_T$	(adim)	1,00
Coefficiente $S_s$	(adim)	1,50
Coefficiente $S$	(adim)	1,50
Coefficiente $C_c$	(adim)	1,56
Periodo $T_B$	(sec)	0,157
Periodo $T_C$	(sec)	0,472
Periodo $T_D$	(sec)	2,068
Periodo edificio $T_1$	(sec)	0,395
		0,05 edificio con struttura mista o in muratura
$S_e(T_B)$	(g)	0,230
$S_e(T_B)$	(m/sec <sup>2</sup> )	2,251

Il sistema di riferimento è costituito da una coppia di assi cartesiani ortogonali aventi origine nella cerniera di rotazione senza tener conto del suo eventuale arretramento t; asse X orizzontale positivo nel verso opposto alla rotazione del muro; asse Y verticale positivo verso l'alto.

#### Analisi carichi

	Larghezza	Lunghezza	Altezza	Carico unitario	Carico totale		
	m	m	m	daN/(u.m.)	daN	X [m]	Y [m]
P1 Parete spessore 4T	0,55	10,70	6,10	1.945	69.839	0,275	3,050
P2 Spalla nodo 8 sp. 4T	0,85	0,55	6,10	1.945	5.548	0,975	3,050
P3 Spalla nodo 24 sp. 3T	0,85	0,41	6,10	2.000	4.252	0,975	3,050
P4 Gronda	1,00	10,70	1,00	630	6.741	0,000	6,100
P5 Copertura	2,50	10,70	1,00	140	3.745	0,420	7,050
P6 3° solaio: soffitto sala C.	1,00	10,70	1,00	115	1.231	0,420	5,400

#### Forze peso applicate sui blocchi

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	G1 + G2
		m	m	daN
P1	Parete spessore 4T	0,275	3,050	69.839
P2	Spalla nodo 8 sp. 4T	0,975	3,050	5.548
P3	Spalla nodo 24 sp. 3T	0,975	3,050	4.252
P4	Gronda	0,000	6,100	6.741
P5	Copertura	0,420	7,050	3.745
P6	3° solaio: soffitto sala C.	0,420	5,400	1.231
<b>Totale</b>				<b>91.356 daN</b>

#### Valutazione arretramento cerniera di rotazione

Arretramento polo di rotazione rispetto al filo esterno parete (m):

Resistenza compressione di		
progetto muratura	(t/mq)	120
Larghezza sezione della cerniera	(m)	10,70
Peso totale coinvolto	(daN)	91.356
Formula $t = 2N / (3 \sigma L)$	(m)	0,047

#### Valutazione degli spostamenti e dei lavori virtuali

Forze peso applicate sui blocchi (carichi verticali)

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	Pi daN	Spost. virtuale dy cm	Pi dy,i daN cm	$\delta\alpha = 0,1^\circ$			
							Rp	fp	X'	Y'
P1	Parete spessore 4T	0,275	3,050	69.839	0,039	2.741	3,0585	85,7329	-0,5324	0,0393
P2	Spalla nodo 8 sp. 4T	0,975	3,050	5.548	0,161	896	3,1879	73,0844	-0,5325	0,1614
P3	Spalla nodo 24 sp. 3T	0,975	3,050	4.252	0,161	686	3,1879	73,0844	-0,5325	0,1614
P4	Gronda	0,000	6,100	6.741	-0,009	-62	6,1002	90,4455	-1,0646	-0,0092
P5	Copertura	0,420	7,050	3.745	0,064	239	7,0598	86,9749	-1,2305	0,0640
P6	3° solaio: soffitto sala C.	0,420	5,400	1.231	0,064	79	5,4128	86,0532	-0,9425	0,0642
<b>Totale</b>				<b>91.356</b>		<b>4.580</b>				
				<b>daN</b>		<b>daN cm</b>				

Forze peso applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	Pi daN	Spost. virtuale dx cm	Pi dx,i daN cm	Pi dx,i <sup>2</sup> daN cm <sup>2</sup>	Rp	fp	X'	Y'
P1	Parete spessore 4T	0,275	3,050	69.839	0,532	37.179	19.793	3,0585	85,7329	-0,5324	0,0393
P2	Spalla nodo 8 sp. 4T	0,975	3,050	5.548	0,532	2.954	1.573	3,1879	73,0844	-0,5325	0,1614
P3	Spalla nodo 24 sp. 3T	0,975	3,050	4.252	0,532	2.264	1.206	3,1879	73,0844	-0,5325	0,1614
P4	Gronda	0,000	6,100	6.741	1,065	7.177	7.641	6,1002	90,4455	-1,0646	-0,0092
P5	Copertura	0,420	7,050	3.745	1,231	4.608	5.671	7,0598	86,9749	-1,2305	0,0640
P6	3° solaio: soffitto sala C.	0,420	5,400	1.231	0,943	1.160	1.094	5,4128	86,0532	-0,9425	0,0642
<b>Totale</b>				<b>91.356</b>		<b>55.343</b>	<b>36.976</b>				
				<b>daN</b>		<b>daN cm</b>	<b>daN cm<sup>2</sup></b>				

Forze peso non direttamente applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	Pj daN	Spost. virtuale dx cm	Pj dx,j daN cm	Pi dx,i <sup>2</sup> daN cm <sup>2</sup>	Rp	fp	X'	Y'
P5	Copertura	0,420	7,050	9.737	1,231	11.982	14.743	7,0598	86,9749	-1,2305	0,0640
P5	3° solaio: soffitto sala C.	0,420	5,400	9.844	0,943	9.278	8.745	5,4128	86,0532	-0,9425	0,0642
<b>Totale</b>				<b>19.581</b>		<b>21.260</b>	<b>23.489</b>				
				<b>daN</b>		<b>daN cm</b>	<b>daN cm<sup>2</sup></b>				

La struttura della copertura e di quella del soffitto della Sala Consiliare si considerano spingenti in quanto particolarmente deformabili nella direzione trasversale alla parete 8-24.

#### Stato di progetto

Forze esterne

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	Fh/m kg/m	Spost. virtuale dh cm	Fh dh/m kg cm/m	Fh dh kg cm	Rp	fp	X'	Y'
1	Ancoraggio tetto	0,275	6,100	1.509	1,065	1.607	17.191	6,1042	87,8635	-1,0647	0,0388
<b>Totale</b>				<b>1.509</b>		<b>1.607</b>	<b>17.191</b>				
				<b>daN</b>		<b>kg cm/m</b>	<b>kg cm</b>				

Si considera che i diaframmi attivati ai diversi piani dell'edificio siano in grado di offrire una azione di trattenuta, equivalente alle azioni sismiche sollecitanti e determinate con distribuzione da analisi statica lineare.

#### Valutazione del moltiplicatore di attivazione del cinematiso $a_0$

$a_0 = 0,284$

#### Calcolo della massa partecipante $M^*$ e della accelerazione $a^*_0$

Massa partecipante	$M^*g$	97.048	daN
Coeff.di partecipaz.	$e^*$	0,875	
Accelerazione di attivazione	$a^*_0$	0,3249	g
	$a^*_0$	3,187	m/sec <sup>2</sup>



### Verifica allo stato limite ultimo

#### Accelerazione al suolo

$a^*_0$  0,3249 g

Confronto di  $a_{0^*}$  con  $a_{SLV}$  S / q, si ha:

S	1,50		
$a_{SLV}$	1,147	m/sec <sup>2</sup>	
$a_{SLV}$ S / q	0,860	m/sec <sup>2</sup>	
$f_{a,SLV}$	<b>3,705</b>	<b>&gt;= 1,00</b>	<b>VERIFICATO</b>

### Verifica allo stato limite ultimo in quota

$\psi(Z) = Z/H$	0,5524		
N° piani	4,0000		
$\gamma$	1,3333		
$S_d(T_1) = S_e(T_1)/q$	0,230	g	
VERIFICA	<b>1,9203</b>	<b>&gt;= 1,00</b>	<b>VERIFICATO</b>

## **Meccanismo di collasso: CINEMATISMO N.2**

### **VERIFICA A FLESSIONE DELLA PARETE**

Parete vincolata al piede ed in sommità con schema di calcolo a trave semplicemente appoggiata.

Si considera il contributo irrigidente delle pareti trasversali di facciata riducendo il momento sollecitante per il fattore geometrico  $L1=1/(1+\lambda^4)$  ove  $\lambda=H/a$  con "H" altezza della parete ed "a" distanza irrigidimenti.

Essendo tutti gli impalcati ancorati alla parete, la verifica viene condotta con riferimento al 2° piano (di altezza maggiore pari a 6,10 m), con riferimento alla porzione di facciata compresa tra i nodi 8-24 (lunghezza 10,7 m), in quanto meno caricata e considerando non efficaci gli ancoraggi intermedi alle pareti interne.

#### **Azioni agenti fuori piano**

<u>Peso muratura</u>	11.449 daN/m
Sd[g] =	0,2297 g
Azione sismica sulla muratura	2630 daN/m
Altezza media muratura	6,1 m
 M sollecitante	 12232 daNm
$\lambda$	0,570
L1	0,9045
M sollecitante ridotto	11064 daNm

#### **Momento resistente**

Carico assiale a metà altezza

- parete	34919 daN
- copertura	3.745 daN
- soffitto sala Consigliare	1.231 daN
-	daN
Carico totale	39895 daN

spessore muratura (t)	55 cm
larghezza muratura (B)	1070 cm
x: zona compressa con $0,85x_{fd}$	3,66 cm
eccentricità = $t/2-x/2$	25,67 cm
Mres	10242 daNm

<b>Coeff. di sicurezza</b>	<b>0,93 &lt; 1,00</b>	<b>NON VERIFICATO</b>
----------------------------	-----------------------	-----------------------

**Inserimento di un rinforzo: non previsto**

PARETE NODI 20-21-22-23-24 E CERNIERA

altezza media edificio $H_{med}$ (m)	15,75
coefficiente di tipologia $C_1$	0,05
periodo modo principale $T_1$ (sec.)	0,395
categoria terreno	C

$a_g/g$	$F_o$	$T_c^*$	$T_B$	$T_c$	$T_D$	$C_c$	$S_s$	$S_T$	$q$
0,1169	2,620	0,303	0,157	0,472	2,068	1,56	1,50	1,00	2,00

poiché  $T_1 < T_B \Rightarrow$  edificio rigido

$\Rightarrow S_d[g] = 0,230$

inserire il corretto riferimento alla cella del grafico a lato

Analisi carichi

a) Copertura in legno Sala C.

$\Psi/2$	Fatto	Progetto
-	30	40 daN/mq
permanenti portati	-	100 daN/mq
neve (accidentali)	0,0	120 daN/mq
<i>totale</i>	250	260 daN/mq
<i>totale (con accidentali ridotti)</i>	130	140 daN/mq

b) Sottotetto: controsof. Sala C.

$\Psi/2$	Fatto	Progetto
-	45	45 daN/mq
permanenti portati	-	25 daN/mq
accidentale H	0,0	100 daN/mq
<i>totale</i>	170	215 daN/mq
<i>totale (con accidentali ridotti)</i>	70	115 daN/mq

c) Uffici: volta mattoni di piatto

$\Psi/2$	Fatto	Progetto
-	110	110 daN/mq
permanenti portati	-	595 daN/mq
accidentale B	0,3	300 daN/mq
<i>totale</i>	1005	890 daN/mq
<i>totale (con accidentali ridotti)</i>	795	680 daN/mq

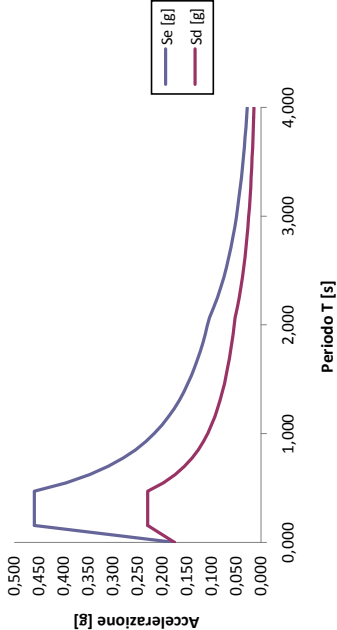
d) Muratura portante 3T

sp. (m)	daN/m <sup>3</sup>	daN/m <sup>2</sup>
muratura	0,410	1.800
intonaco	0,040	2.000
<i>totale</i>		820
	daN/m <sup>3</sup>	2.000

e) Muratura portante 2T

sp. (m)	daN/m <sup>3</sup>	daN/m <sup>2</sup>
muratura	0,270	1.800
intonaco	0,040	2.000
<i>totale</i>		570
	daN/m <sup>3</sup>	2.111

SLV



T [s]	Se [g]	Sd [g]
0,000	0,175	0,175
0,157	0,459	0,230
0,472	0,459	0,230
0,548	0,396	0,198
0,624	0,347	0,174
0,700	0,310	0,155
0,776	0,279	0,140
0,852	0,254	0,127
0,928	0,234	0,117
1,004	0,216	0,108
1,080	0,201	0,100
1,156	0,188	0,094
1,232	0,178	0,088
1,308	0,166	0,083
1,384	0,157	0,078
1,460	0,148	0,074
1,536	0,141	0,071
1,612	0,134	0,067
1,688	0,128	0,064
1,764	0,123	0,061
1,840	0,118	0,059
1,916	0,113	0,057
1,992	0,109	0,054
2,068	0,105	0,052
2,160	0,096	0,048
2,252	0,088	0,044
2,344	0,082	0,041
2,436	0,076	0,038
2,528	0,070	0,035
2,620	0,065	0,033
2,712	0,061	0,030
2,804	0,057	0,029
2,896	0,053	0,027
2,988	0,050	0,025
3,080	0,047	0,024
3,172	0,045	0,022
3,264	0,042	0,021
3,356	0,040	0,020
3,448	0,038	0,019
3,540	0,036	0,018
3,632	0,034	0,017
3,724	0,032	0,016
3,816	0,031	0,015
3,908	0,029	0,015
4,000	0,028	0,014

### Meccanismo di collasso: CINEMATISMO N.1

Si considera il meccanismo con cerniera al P.2°.

I solai vengono considerati privi di comportamento membranale nel proprio piano in quanto privi di dispositivi di ancoraggio.

Calcolo riferito all'intera parete a partire dalla spalla della finestra compresa tra i nodi 20-21 e la spalla della finestra vicina al nodo 24, per una lunghezza di 15,95 m.

#### Caratteristiche muratura in mattoni pieni e malta di calce

Resistenza a compressione media muratura	$f_m$	t/mq	<b>240</b>
Resistenza a compressione di progetto muratura	$f_d$	t/mq	<b>120</b>
Resistenza a taglio media muratura	$t_o$	t/mq	<b>6</b>
Resistenza a taglio di progetto muratura	$t_{od}$	t/mq	<b>3,0</b>

#### Coefficienti di sicurezza

Fattore confidenza	FC	adim.	<b>1,00</b>
Fattore di sicurezza materiale	$\gamma_M$	adim.	<b>2</b>

#### Dati del fabbricato

Fattore di struttura	q	adim.	<b>2,00</b>
Altezza cerniera meccanismo da terra	Z	ml	<b>8,70</b>
Altezza edificio	H	ml	<b>15,75</b>

#### Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (NTC 2008)

##### Parametri spettrali da NTC 2008 (SLV)

Terreno tipo		<b>C</b>	
Accelerazione $a_g$	(g)	<b>0,1169</b>	
Amplificazione $F_0$	(adim)	<b>2,620</b>	
Periodo $T^*c$	(sec)	<b>0,303</b>	
Coefficiente $S_T$	(adim)	<b>1,00</b>	
Coefficiente $S_s$	(adim)	<b>1,50</b>	
Coefficiente $S$	(adim)	<b>1,50</b>	
Coefficiente $C_c$	(adim)	<b>1,56</b>	
Periodo $T_B$	(sec)	<b>0,157</b>	
Periodo $T_C$	(sec)	<b>0,472</b>	
Periodo $T_D$	(sec)	<b>2,068</b>	
Periodo edificio $T_1$	(sec)	<b>0,395</b>	0,05 edificio con struttura mista o in muratura
$S_e(T_B)$	(g)	<b>0,230</b>	
$S_e(T_B)$	(m/sec <sup>2</sup> )	<b>2,251</b>	

Il sistema di riferimento è costituito da una coppia di assi cartesiani ortogonali aventi origine nella cerniera di rotazione senza tener conto del suo eventuale arretramento t; asse X orizzontale positivo nel verso opposto alla rotazione del muro; asse Y verticale positivo verso l'alto.

#### Analisi carichi

		Larghezza	Lunghezza	Altezza	Carico unitario	Carico totale		
		m	m	m	daN/(u.m.)	daN	X [m]	Y [m]
P1	Parete spessore 3T	0,41	15,95	6,10	2.000	79.782	0,205	3,050
P2	Spalla nodo 21 sp. 2T	0,65	0,27	6,10	2.111	2.261	0,735	3,050
P3	Spalla nodo 22 sp. 3T	0,95	0,41	6,10	2.000	4.752	0,885	3,050
P4	Detrarre finestre P2° sp. 3T	0,41	4,60	2,20	2.000	-8.299	0,205	2,000
P5	Gronda	1,00	15,95	1,00	630	10.049	0,000	6,100
P6	Copertura	6,05	15,95	1,00	130	12.545	0,280	7,050
P7	3° solaio: soffitto sala C.	5,00	11,00	1,00	70	3.850	0,280	5,400
P8	3° solaio: volta mattoni	1,60	4,95	1,00	795	6.297	0,280	4,150

#### Forze peso applicate sui blocchi

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	G1 + G2 daN
P1	Parete spessore 3T	0,205	3,050	79.782
P2	Spalla nodo 21 sp. 2T	0,735	3,050	2.261
P3	Spalla nodo 22 sp. 3T	0,885	3,050	4.752
P4	Detrarre finestre P2° sp. 3T	0,205	2,000	-8.299
P5	Gronda	0,000	6,100	10.049
P6	Copertura	0,280	7,050	12.545
P7	3° solaio: soffitto sala C.	0,280	5,400	3.850
<b>Totale</b>				<b>104.940 daN</b>

#### Valutazione arretramento cerniera di rotazione

Arretramento polo di rotazione rispetto al filo esterno parete (m):

Resistenza compressione di progetto muratura	(t/mq)	<b>120</b>
Larghezza sezione della cerniera	(m)	<b>15,95</b>
Peso totale coinvolto	(daN)	<b>104.940</b>
Formula $t = 2N / (3 \sigma L)$	(m)	<b>0,037</b>

### Valutazione degli spostamenti e dei lavori virtuali

#### Forze peso applicate sui blocchi (carichi verticali)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pi	Spost. virtuale dy	Pi dy,i	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	daN	cm	daN cm				
P1	Parete spessore 3T	0,205	3,050	79.782	0,029	2.309	3,0546	86,8388	-0,5324	0,0289
P2	Spalla nodo 21 sp. 2T	0,735	3,050	2.261	0,121	275	3,1290	77,1017	-0,5324	0,1214
P3	Spalla nodo 22 sp. 3T	0,885	3,050	4.752	0,148	701	3,1658	74,4545	-0,5325	0,1476
P4	Detrarre finestre P2* sp. 3T	0,205	2,000	-8.299	0,029	-241	2,0071	85,1857	-0,3491	0,0291
P5	Gronda	0,000	6,100	10.049	-0,007	-73	6,1001	90,3433	-1,0646	-0,0073
P6	Copertura	0,280	7,050	12.545	0,041	520	7,0542	88,0223	-1,2305	0,0414
P7	3° solaio: soffitto sala C.	0,280	5,400	3.850	0,042	160	5,4055	87,4187	-0,9425	0,0417
<b>Totale</b>				<b>104.940</b>		<b>3.650</b>				
				<b>daN</b>		<b>daN cm</b>				

$\delta\alpha = 0,1^\circ$

#### Forze peso applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pi	Spost. virtuale dx	Pi dx,i	Pi dx,i <sup>2</sup>	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	daN	cm	daN cm	daN cm <sup>2</sup>				
P1	Parete spessore 3T	0,205	3,050	79.782	0,532	42.472	22.610	3,0546	86,8388	-0,5324	0,0289
P2	Spalla nodo 21 sp. 2T	0,735	3,050	2.261	0,532	1.204	641	3,1290	77,1017	-0,5324	0,1214
P3	Spalla nodo 22 sp. 3T	0,885	3,050	4.752	0,532	2.530	1.347	3,1658	74,4545	-0,5325	0,1476
P4	Detrarre finestre P2* sp. 3T	0,205	2,000	-8.299	0,349	-2.897	-1.011	2,0071	85,1857	-0,3491	0,0291
P5	Gronda	0,000	6,100	10.049	1,065	10.699	11.390	6,1001	90,3433	-1,0646	-0,0073
P6	Copertura	0,280	7,050	12.545	1,230	15.437	18.995	7,0542	88,0223	-1,2305	0,0414
P7	3° solaio: soffitto sala C.	0,280	5,400	3.850	0,943	3.629	3.420	5,4055	87,4187	-0,9425	0,0417
<b>Totale</b>				<b>104.940</b>		<b>73.073</b>	<b>57.392</b>				
				<b>daN</b>		<b>daN cm</b>	<b>daN cm<sup>2</sup></b>				

#### Forze peso non direttamente applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pj	Spost. virtuale dx	Pj dx,j	Pj dx,j <sup>2</sup>	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	daN	cm	daN cm	daN cm <sup>2</sup>				
					0,000	0	0	0,0366	180,0000	0,0000	-0,0064
					0,000	0	0	0,0366	180,0000	0,0000	-0,0064
<b>Totale</b>				<b>0</b>		<b>0</b>	<b>0</b>				
				<b>daN</b>		<b>daN cm</b>	<b>daN cm<sup>2</sup></b>				

Non si considerano altri carichi applicati alla parete in quanto portati da altre strutture murarie dotate di sufficiente rigidità nella direzione del cinematismo.

### Stato di fatto

#### Forze esterne

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Fh	Spost. virtuale dh	Fh dh	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	daN	cm	daN cm				
1					0,000	0	0,0366	180,0000	0,0000	-0,0064
<b>Totale</b>				<b>0</b>		<b>0</b>				
				<b>daN</b>		<b>daN cm</b>				

Si trascura il contributo di ancoraggio fornito dal solaio in quanto non sono presenti dispositivi di ancoraggio meccanico, si trascura inoltre anche l'effetto dell'attrito tra travi e muro.

### Valutazione del moltiplicatore di attivazione del cinematismo $a_0$

$a_0 = 0,050$

#### Calcolo della massa partecipante $M^*$ e della accelerazione $a^*_0$

Massa partecipante	$M^*g$	93.038	daN
Coeff.di partecipaz.	$e^*$	0,887	
Accelerazione di attivazione	$a^*_0$	0,0563	g
	$a^*_0$	0,553	m/sec <sup>2</sup>

### Verifica allo stato limite ultimo

#### Accelerazione al suolo

$a^*_0 = 0,0563$  g

Confronto di  $a_0^*$  con  $a_{SLV} S / q$ , si ha:

S	1,50	
$a_{SLV}$	1,147	m/sec <sup>2</sup>
$a_{SLV} S / q$	0,860	m/sec <sup>2</sup>
$f_{a,SLV}$	<b>0,643</b>	<b>&lt; 1,00</b> NON VERIFICATO

### Verifica allo stato limite ultimo in quota

$\psi(Z) = Z/H$	0,5524	
N° piani	4,0000	
$\gamma$	1,3333	
$S_d(T_1) = S_a(T_1)/q$	0,230	g
VERIFICA	<b>0,3330</b>	<b>&lt; 1,00</b> NON VERIFICATO

### Meccanismo di collasso: CINEMATISMO N.1

Si considera il meccanismo con cerniera al P.2°.

I solai vengono considerati privi di comportamento membranale nel proprio piano in quanto privi di dispositivi di ancoraggio.

Calcolo riferito all'intera parete a partire dalla spalla della finestra compresa tra i nodi 20-21 e la spalla della finestra vicina al nodo 24, per una lunghezza di 15,95 m.

#### Caratteristiche muratura in mattoni pieni e malta di calce

Resistenza a compressione media muratura	$f_m$	t/mq	240
Resistenza a compressione di progetto muratura	$f_d$	t/mq	120
Resistenza a taglio media muratura	$t_o$	t/mq	6
Resistenza a taglio di progetto muratura	$t_{od}$	t/mq	3,0

#### Coefficienti di sicurezza

Fattore confidenza	FC	adim.	1,00
Fattore di sicurezza materiale	$\gamma_M$	adim.	2

#### Dati del fabbricato

Fattore di struttura	q	adim.	2,00
Altezza cerniera meccanismo da terra	Z	ml	8,70
Altezza edificio	H	ml	15,75

#### Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (NTC 2008)

##### Parametri spettrali da NTC 2008 (SLV)

Terreno tipo		C
Accelerazione $a_g$	(g)	0,1169
Amplificazione $F_0$	(adim)	2,620
Periodo $T^*c$	(sec)	0,303
Coefficiente $S_T$	(adim)	1,00
Coefficiente $S_s$	(adim)	1,50
Coefficiente $S$	(adim)	1,50
Coefficiente $C_c$	(adim)	1,56
Periodo $T_B$	(sec)	0,157
Periodo $T_C$	(sec)	0,472
Periodo $T_D$	(sec)	2,068
Periodo edificio $T_1$	(sec)	0,395
0,05 edificio con struttura mista o in muratura		
$S_e(T_B)$	(g)	0,230
$S_e(T_B)$	(m/sec <sup>2</sup> )	2,251

Il sistema di riferimento è costituito da una coppia di assi cartesiani ortogonali aventi origine nella cerniera di rotazione senza tener conto del suo eventuale arretramento t; asse X orizzontale positivo nel verso opposto alla rotazione del muro; asse Y verticale positivo verso l'alto.

#### Analisi carichi

	Larghezza	Lunghezza	Altezza	Carico unitario	Carico totale		
	m	m	m	daN/(u.m.)	daN	X [m]	Y [m]
P1 Parete spessore 3T	0,41	15,95	6,10	2.000	79.782	0,205	3,050
P2 Spalla nodo 21 sp. 2T	0,65	0,27	6,10	2.111	2.261	0,735	3,050
P3 Spalla nodo 22 sp. 3T	0,95	0,41	6,10	2.000	4.752	0,885	3,050
P4 Detrarre finestre P2° sp. 3T	0,41	4,60	2,20	2.000	-8.299	0,205	2,000
P5 Gronda	1,00	15,95	1,00	630	10.049	0,000	6,100
P6 Copertura	6,05	15,95	1,00	140	13.510	0,280	7,050
P7 3° solaio: soffitto sala C.	5,00	11,00	1,00	115	6.325	0,280	5,400
P8 3° solaio: volta mattoni	1,60	4,95	1,00	680	5.386	0,280	4,150

#### Forze peso applicate sui blocchi

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	G1 + G2
		m	m	daN
P1	Parete spessore 3T	0,205	3,050	79.782
P2	Spalla nodo 21 sp. 2T	0,735	3,050	2.261
P3	Spalla nodo 22 sp. 3T	0,885	3,050	4.752
P4	Detrarre finestre P2° sp. 3T	0,205	2,000	-8.299
P5	Gronda	0,000	6,100	10.049
P6	Copertura	0,280	7,050	13.510
P7	3° solaio: soffitto sala C.	0,280	5,400	6.325
<b>Totale</b>				<b>108.380</b>
				<b>daN</b>

#### Valutazione arretramento cerniera di rotazione

Arretramento polo di rotazione rispetto al filo esterno parete (m):

Resistenza compressione di progetto muratura	(t/mq)	120
Larghezza sezione della cerniera	(m)	15,95
Peso totale coinvolto	(daN)	108.380
Formula $t = 2N / (3 \sigma L)$	(m)	0,038

### Valutazione degli spostamenti e dei lavori virtuali

#### Forze peso applicate sui blocchi (carichi verticali)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pi	Spost. virtuale dy	Pi dy,i	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	daN	cm	daN cm				
P1	Parete spessore 3T	0,205	3,050	79.782	0,029	2.292	3,0546	86,8613	-0,5324	0,0287
P2	Spalla nodo 21 sp. 2T	0,735	3,050	2.261	0,121	274	3,1287	77,1231	-0,5324	0,1212
P3	Spalla nodo 22 sp. 3T	0,885	3,050	4.752	0,147	700	3,1655	74,4754	-0,5325	0,1474
P4	Detrarre finestre P2° sp. 3T	0,205	2,000	-8.299	0,029	-240	2,0070	85,2198	-0,3491	0,0289
P5	Gronda	0,000	6,100	10.049	-0,008	-76	6,1001	90,3546	-1,0646	-0,0075
P6	Copertura	0,280	7,050	13.510	0,041	557	7,0542	88,0320	-1,2305	0,0412
P7	3° solaio: soffitto sala C.	0,280	5,400	6.325	0,041	262	5,4054	87,4314	-0,9425	0,0415
<b>Totale</b>				<b>108.380</b>		<b>3.770</b>				
				<b>daN</b>		<b>daN cm</b>				

$\delta\alpha = 0,1^\circ$

#### Forze peso applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pi	Spost. virtuale dx	Pi dx,i	Pi dx,i <sup>2</sup>	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	daN	cm	daN cm	daN cm <sup>2</sup>				
P1	Parete spessore 3T	0,205	3,050	79.782	0,532	42.472	22.610	3,0546	86,8613	-0,5324	0,0287
P2	Spalla nodo 21 sp. 2T	0,735	3,050	2.261	0,532	1.204	641	3,1287	77,1231	-0,5324	0,1212
P3	Spalla nodo 22 sp. 3T	0,885	3,050	4.752	0,532	2.530	1.347	3,1655	74,4754	-0,5325	0,1474
P4	Detrarre finestre P2° sp. 3T	0,205	2,000	-8.299	0,349	-2.897	-1.011	2,0070	85,2198	-0,3491	0,0289
P5	Gronda	0,000	6,100	10.049	1,065	10.699	11.390	6,1001	90,3546	-1,0646	-0,0075
P6	Copertura	0,280	7,050	13.510	1,230	16.624	20.456	7,0542	88,0320	-1,2305	0,0412
P7	3° solaio: soffitto sala C.	0,280	5,400	6.325	0,943	5.961	5.619	5,4054	87,4314	-0,9425	0,0415
<b>Totale</b>				<b>108.380</b>		<b>76.593</b>	<b>61.051</b>				
				<b>daN</b>		<b>daN cm</b>	<b>daN cm<sup>2</sup></b>				

#### Forze peso non direttamente applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pj	Spost. virtuale dx	Pj dx,j	Pj dx,j <sup>2</sup>	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	daN	cm	daN cm	daN cm <sup>2</sup>				
					0,000	0	0	0,0377	180,0000	0,0000	-0,0066
					0,000	0	0	0,0377	180,0000	0,0000	-0,0066
<b>Totale</b>				<b>0</b>		<b>0</b>	<b>0</b>				
				<b>daN</b>		<b>daN cm</b>	<b>daN cm<sup>2</sup></b>				

Non si considerano altri carichi applicati alla parete in quanto portati da altre strutture murarie dotate di sufficiente rigidità nella direzione del cinematismo.

### Stato di progetto

#### Forze esterne

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Fh/m	Spost. virtuale dh	Fh dh/m	Fh dh	Rp	fp	X'	Y'
		m	m	kg/m	cm	kg cm/m	kg cm				
1	Ancoraggio a Solaio 3, corrid.	0,205	4,150	1.234	0,724	894	4.424	4,1534	87,6922	-0,7243	0,0286
2	Ancoraggio tetto	0,205	6,100	1.254	1,065	1.335	21.295	6,1023	88,4295	-1,0647	0,0283
<b>Totale</b>				<b>1.234</b>		<b>2.229</b>	<b>25.719</b>				
				<b>daN</b>		<b>kg cm/m</b>	<b>kg cm</b>				

Si trascura il contributo di ancoraggio fornito dal solaio in quanto non sono presenti dispositivi di ancoraggio meccanico, si trascura inoltre anche l'effetto dell'attrito tra travi e muro.

### Valutazione del moltiplicatore di attivazione del cinematismo $a_0$

$a_0 = 0,385$

### Calcolo della massa partecipante $M^*$ e della accelerazione $a^*$

Massa partecipante	$M^*g$	96.091	daN
Coeff.di partecipaz.	$e^*$	0,887	
Accelerazione di attivazione	$a^*_0$	0,4343	g
	$a^*_0$	4,260	m/sec <sup>2</sup>

### Verifica allo stato limite ultimo

#### Accelerazione al suolo

$a^*_0$	0,4343	g
Confronto di $a^*_0$ con $a_{SLV}$ S / q, si ha:		
S	1,50	
$a_{SLV}$	1,147	m/sec <sup>2</sup>
$a_{SLV}$ S / q	0,860	m/sec <sup>2</sup>
$f_{a,SLV}$	<b>4,953</b>	<b>&gt;= 1,00 VERIFICATO</b>

### Verifica allo stato limite ultimo in quota

$\psi(Z) = Z/H$	0,5524	
N° piani	4,0000	
$\gamma$	1,3333	
$S_d(T_1) = S_e(T_1)/q$	0,230	g
VERIFICA	<b>2,5668</b>	<b>&gt;= 1,00 VERIFICATO</b>

## **Meccanismo di collasso: CINEMATISMO N.2**

### **VERIFICA A FLESSIONE DELLA PARETE**

Parete vincolata al piede ed in sommità con schema di calcolo a trave semplicemente appoggiata.

Si considera il contributo irrigidente delle pareti trasversali di facciata riducendo il momento sollecitante per il fattore geometrico  $L1=1/(1+\lambda^4)$  ove  $\lambda=H/a$  con "H" altezza della parete ed "a" distanza irrigidimenti.

Essendo tutti gli impalcati ancorati alla parete, la verifica viene condotta con riferimento al 2° piano (di altezza maggiore pari a 6,10 m), con riferimento alla porzione di facciata compresa tra i nodi 22-23-24 (lung. 13,3 m), in quanto meno caricata e considerando non efficaci gli ancoraggi intermedi alle pareti interne.

### **Azioni agenti fuori piano**

<u>Peso muratura</u>	10.906 daN/m
Sd[g] =	0,2297 g
Azione sismica sulla muratura	2505 daN/m
Altezza media muratura	6,1 m
M sollecitante	11652 daNm
$\lambda$	0,459
L1	0,9576
M sollecitante ridotto	11159 daNm

### **Momento resistente**

Carico assiale a metà altezza

- parete	33263 daN
- copertura	11.265 daN
- soffitto sala Consigliare	7.648 daN
-	daN
Carico totale	52176 daN

spessore muratura (t)	41 cm
larghezza muratura (B)	1330 cm
x: zona compressa con $0,85x_{fd}$	3,85 cm
eccentricità = $t/2-x/2$	18,58 cm
Mres	9693 daNm

Coeff. di sicurezza	0,87 < 1,00	NON VERIFICATO
---------------------	-------------	----------------

**Inserimento di un rinforzo: non previsto**