



Gaetano Di Dio Perna

Verifica tamponamenti in muratura

**GUIDA SISTEMATICA CONFORME A QUANTO DISPOSTO
NELLE NORME TECNICHE (D.M. 14 GENNAIO 1986)
E NELLA RELATIVA CIRCOLARE 21/80**

- **Verifica di tamponamenti tradizionali**
semplici o a doppia parete (o a cassero)
- **Verifica di tamponamenti rinforzati**
con materiali compositi tipo FRP e FRG
- **Stampa dell'elaborato**
Relazione sul codice di calcolo
Dati relativi alla zona, alla struttura, ai tamponamenti e ai rinforzi
Risultati delle verifiche per azioni ortogonali e complanari
Disegno schema tamponamento
- **Esempi svolti**
- **SOFTWARE CONFORME ALLE NTC 2008
ED ALLA CIRCOLARE CNR-DT 200 R1/2013**

**PRONTO
GRAFILL**
Clicca e richiedi di essere contattato
per informazioni e promozioni

SOFTWARE INCLUSO

VERIFICA DEI TAMPONAMENTI IN MURATURA SECONDO QUANTO PRESCRITTO DALLE NTC 2008

Normativa (principali norme di riferimento in materia di costruzioni), **Glossario** (principali termini tecnico-normativi),
F.A.Q. (domande e risposte sui principali argomenti), **Test** (verifica della formazione di base e dei concetti analizzati nel testo)

Gaetano Di Dio Perna

VERIFICA TAMPONAMENTI IN MURATURA

ISBN 13 978-88-8207-830-0

EAN 9 788882 078300

Software, 91

Prima edizione, marzo 2016

Di Dio Perna, Gaetano <1953->

Verifica tamponamenti in muratura / Gaetano Di Dio Perna.

– Palermo : Grafill, 2016.

(Software ; 91)

ISBN 978-88-8207-830-0

1. Muri di sostegno.

624.164 CDD-22

SBN Pal0286065

CIP – Biblioteca centrale della Regione siciliana "Alberto Bombace"

Il volume è **disponibile in versione eBook** (formato *.pdf) compatibile con **PC, Macintosh, Smartphone, Tablet, eReader**.

Per l'acquisto di eBook e software sono previsti pagamenti con c/c postale, bonifico bancario, carta di credito e paypal.

Per i pagamenti con carta di credito e paypal è consentito il download immediato del prodotto acquistato.

Per maggiori informazioni inquadra con uno smartphone o un tablet il codice QR sottostante.



I lettori di codice QR sono disponibili gratuitamente su Play Store, App Store e Market Place.

© **GRAFILL S.r.l.**

Via Principe di Palagonia, 87/91 – 90145 Palermo

Telefono 091/6823069 – Fax 091/6823313

Internet <http://www.grafill.it> – E-Mail grafill@grafill.it

Finito di stampare nel mese di marzo 2016

presso **Officine Tipografiche Aiello & Provenzano S.r.l.** Via del Cavaliere, 93 – 90011 Bagheria (PA)

Tutti i diritti di traduzione, di memorizzazione elettronica e di riproduzione sono riservati. Nessuna parte di questa pubblicazione può essere riprodotta in alcuna forma, compresi i microfilm e le copie fotostatiche, né memorizzata tramite alcun mezzo, senza il permesso scritto dell'Editore. Ogni riproduzione non autorizzata sarà perseguita a norma di legge. Nomi e marchi citati sono generalmente depositati o registrati dalle rispettive case produttrici.



Clicca qui e scopri come richiedere maggiori informazioni sui nostri prodotti
Sarai contattato da un consulente editoriale che ti riserverà uno **SCONTO SPECIALE**

INDICE

PREFAZIONE di MARINELLA FOSSETTI.....	p.	1
INTRODUZIONE	"	3
1. ANALISI DEL PROBLEMA	"	7
1.1. Le prescrizioni della normativa nazionale.....	"	7
1.2. Interazione dei tamponamenti aderenti con le strutture dei telai.....	"	10
1.3. Definizione dell'azione ortogonale al piano.....	"	11
1.3.1. Azione dovuta al vento.....	"	11
1.3.2. Azione dovuta al sisma.....	"	16
2. VERIFICA PER AZIONI ORTOGONALI AL PIANO	"	23
2.1. Premessa.....	"	23
2.2. Valutazione del carico di progetto.....	"	24
2.2.1. Carico dovuto alla pressione del vento.....	"	24
2.2.2. Carico dovuto alle azioni sismiche.....	"	25
2.3. Analisi del modello resistente a flessione.....	"	25
2.3.1. Meccanismi di rottura.....	"	25
2.3.2. Calcolo delle sollecitazioni.....	"	31
2.3.2.1. Schema a trave verticale.....	"	31
2.3.2.2. Schema a piastra.....	"	32
2.3.3. Verifiche di resistenza.....	"	33
2.3.3.1. Verifica a flessione.....	"	34
2.3.3.2. Verifica a taglio.....	"	37
2.4. Analisi del modello resistente ad arco.....	"	38
2.4.1. Schema resistente ad arco verticale.....	"	39
2.4.2. Schema a volta.....	"	46
2.5. Confronto tra i due modelli.....	"	47
2.6. Tamponamenti a cassa vuota.....	"	48
2.6.1. Comportamento dei tamponamenti a cassa vuota.....	"	49
2.6.2. Sollecitazioni nei connettori.....	"	50
2.6.3. Verifica dei connettori.....	"	51
2.6.4. Osservazione sulla muratura a cassa vuota.....	"	53

3. VERIFICA PER AZIONI COMPLANARI.....	p.	54
3.1. Premessa	"	54
3.2. Analisi del comportamento del pannello	"	54
3.3. Le prescrizioni delle NTC.....	"	59
3.4. Comportamento del pannello con aperture.....	"	61
3.5. Valutazione della resistenza di progetto	"	64
3.5.1. Resistenza a taglio per scorrimento	"	65
3.5.2. Resistenza a taglio per fessurazione diagonale	"	66
3.5.3. Resistenza di progetto a taglio	"	67
3.6. Verifica del tamponamento (o del singolo setto)	"	68
4. VERIFICHE IN PRESENZA DI RINFORZI CON FIBRE	"	69
4.1. Premessa	"	69
4.2. I materiali compositi	"	70
4.2.1. Le Matrici.....	"	73
4.2.1.1. Matrici di natura organica	"	73
4.2.1.2. Matrici di natura inorganica.....	"	73
4.2.1.3. Caratteristiche meccaniche delle matrici	"	74
4.2.2. Le Fibre	"	74
4.2.2.1. Fibre di vetro	"	76
4.2.2.2. Fibre di carbonio	"	77
4.2.2.3. Fibre aramidiche	"	78
4.2.2.4. Fibre di PBO	"	79
4.2.2.5. Fibre di Acciaio.....	"	79
4.2.2.6. Caratteristiche meccaniche delle fibre	"	80
4.2.2.7. Caratteristiche tecniche dei filati.....	"	82
4.2.2.8. I tessuti (fabric)	"	82
4.2.3. L'Interfase	"	84
4.2.4. I compositi a matrice polimerica, FRP.....	"	85
4.2.4.1. Caratteristiche meccaniche dei FRP	"	87
4.2.5. I compositi a matrice inorganica, FRG	"	92
4.2.5.1. Caratteristiche meccaniche dei FRG.....	"	93
4.2.6. Caratteristiche geometriche e meccaniche di alcuni compositi	"	95
4.2.7. Modalità e tecniche di applicazione dei rinforzi.....	"	99
4.3. Il progetto del rinforzo strutturale con materiali compositi	"	103
4.3.1. Considerazioni generali.....	"	103
4.3.2. Le ipotesi di base per le verifiche.....	"	105
4.3.3. La delaminazione	"	108
4.3.4. La delaminazione per i compositi con matrice organica.....	"	110
4.3.4.1. Distacco di estremità da superfici in muratura	"	110
4.3.4.2. Distacco di estremità da superfici in cemento armato	"	113

4.3.4.3.	Resistenza al distacco intermedio da superfici in muratura	p.	115
4.3.4.4.	Resistenza al distacco in presenza di azione normale al piano di adesione	"	116
4.3.5.	La delaminazione per i compositi con matrice inorganica.....	"	116
4.3.5.1.	Considerazioni di carattere generale.....	"	116
4.3.5.2.	Criteri per le verifiche	"	118
4.4.	Verifica dei tamponamenti	"	121
4.4.1.	Verifica nei confronti di azioni ortogonali al piano.....	"	121
4.4.1.1.	Verifica a flessione	"	122
4.4.1.2.	Verifica a taglio	"	125
4.4.1.3.	Verifica dell'ancoraggio	"	125
4.4.2.	Verifica nei confronti di azioni complanari	"	130
4.4.2.1.	Valutazione della resistenza a taglio	"	133
4.4.3.	Verifica dell'interasse degli elementi di rinforzo	"	138
5.	ESEMPI SVOLTI	"	139
5.1.	Tamponamenti Semplici e a Doppia Parete	"	139
5.1.1.	Esempio n. 1	"	140
5.1.2.	Esempio n. 2	"	143
5.1.3.	Esempio n. 3	"	145
5.1.4.	Esempio n. 4	"	148
5.1.5.	Esempi n. 5, n. 6, n. 7 e n. 8	"	149
5.1.6.	Esempi n. 9, n. 10 e n. 11	"	151
5.2.	Tamponamenti Rinforzati con Materiali Compositi	"	154
5.2.1.	Esempi n. 12 e n. 13	"	154
5.2.2.	Esempi n. 14 e n. 15	"	158
5.2.3.	Esempio n. 16	"	162
5.2.4.	Esempio n. 17	"	165
5.2.5.	Esempio n. 18	"	166
5.2.6.	Esempio n. 19	"	169
6.	INSTALLAZIONE DEL SOFTWARE INCLUSO	"	171
6.1.	Note sul software incluso	"	171
6.2.	Requisiti hardware e software	"	171
6.3.	Download del software e richiesta della password di attivazione	"	171
6.4.	Installazione ed attivazione del software	"	172
6.4.1.	Note sull'installazione del programma VTM	"	173
7.	MANUALE OPERATIVO DEL PROGRAMMA VTM	"	174
7.1.	Descrizione dell'ambiente di lavoro	"	174
7.2.	Descrizione dei comandi	"	175
7.2.1.	Creazione di un nuovo progetto	"	175
7.2.2.	Apertura di un progetto esistente	"	175

7.2.3.	Salvataggio del progetto corrente con un altro nome	p.	176
7.2.4.	Immissione dei dati generali relativi al progetto.....	"	176
7.2.5.	Immissione dei dati generali relativi al zona	"	176
7.2.6.	Immissione dei dati generali relativi alla struttura.....	"	177
7.2.7.	Immissione dei dati relativi ai tamponamenti	"	178
7.2.8.	Immissione dei dati relativi al materiale di rinforzo	"	181
7.2.9.	Archivio murature nuove	"	184
7.2.10.	Archivio murature esistenti	"	185
7.2.11.	Archivio materiali di rinforzo	"	187
7.2.12.	Archivio connettori metallici	"	188
7.2.13.	Parametri per le verifiche	"	189
7.2.14.	Rete sismica	"	189
7.2.15.	Avvio ed esecuzione del calcolo di verifica	"	190
7.2.16.	Visualizzazione di dati e risultati	"	190
7.2.17.	Stampa su carta dei dati e risultati	"	190
7.2.18.	Creazione file contenente dati e risultati	"	191
7.2.19.	Visualizzazione e Stampa Disegni	"	192
7.2.20.	Tutorial	"	194
 BIBLIOGRAFIA ESSENZIALE.....			 " 195

PREFAZIONE

di MARINELLA FOSSETTI

Professore di Tecnica delle Costruzioni, Università di Enna "Kore"

Le strutture intelaiate con chiusure verticali realizzate tramite pannelli in muratura (tamponamenti) rappresentano una delle tipologie costruttive più diffuse nel nostro territorio. Nell'analisi di tali strutture la pratica progettuale corrente è orientata a trascurare l'effetto dei tamponamenti inseriti nelle maglie dello scheletro portante, nella convinzione di operare a favore della sicurezza. In realtà questa considerazione ha condotto a risultati non sempre adeguati, poiché la presenza di elementi "non strutturali", ma comunque dotati di notevole rigidità, modifica qualitativamente e quantitativamente la risposta globale dell'edificio soprattutto in presenza di azioni sismiche.

Infatti, nell'ossatura portante di un edificio la posizione delle zone critiche è fortemente influenzata dalla presenza dei tamponamenti, tanto più se questi creano dissimmetrie nelle masse e nelle rigidità. Ne deriva che, in presenza di una forza sismica, si possono attivare fenomeni imprevisti, potenzialmente molto pericolosi, che possono anticipare il collasso della struttura. Tra questi si segnalano soprattutto gli effetti torsionali indesiderati, la formazione di "piani soffici" e le rotture fragili nei pilastri. In aggiunta agli effetti negativi appena descritti, che possono provocare danni anche molto gravi alle strutture portanti, si fa osservare anche che l'azione laterale può causare l'esplosione fuori dal piano dei pannelli, con conseguenti ostruzioni delle vie di fuga e possibili danni alle persone.

Per contro, le esperienze di terremoti passati hanno fornito anche numerosi esempi di edifici la cui sopravvivenza è dipesa dalla presenza dei tamponamenti, per il contributo di resistenza da essi offerto nei confronti delle azioni laterali e per la loro capacità di dissipare energia sotto azioni cicliche.

Quanto sopra giustifica pienamente l'interesse crescente, già a partire dagli anni settanta, per la definizione di modelli matematici in grado di prevedere il comportamento dei tamponamenti inseriti nei telai. Tuttavia, ancora oggi, nonostante gli studi teorici e sperimentali in argomento siano piuttosto numerosi, non esiste un approccio analitico di validità generale e, soprattutto, di facile applicazione. Tale circostanza dipende essenzialmente dal numero e dall'incertezza dei parametri che condizionano la risposta strutturale dei telai con tamponamenti in muratura, specie quando si considerano condizioni di carico gravose, oltre il limite elastico convenzionale, e/o storie di carico ciclico.

Questo libro rappresenta un valido esempio di trasferimento da parte dell'autore del proprio *know-how* tecnico sull'argomento, con particolare attenzione al rinforzo dei tamponamenti, acquisito grazie alle vaste esperienze maturate nel campo dell'ingegneria civile strutturale, che in genere dovrebbe costituire un atto doveroso, ma al tempo stesso spontaneo, da parte dei protagonisti di questo settore ai vari livelli di interconnessione, sia essa didattica che professionale.

INTRODUZIONE

Com'è noto, il ruolo fondamentale dei tamponamenti in una costruzione, qualunque sia la sua destinazione, è quello di isolare lo spazio interno da quello esterno regolando l'interscambio tra i due ambienti, garantendo in tal modo un certo comfort all'interno.

Una ulteriore funzione dei tamponamenti è quella di suddividere lo spazio interno della costruzione in ambienti autonomi nei quali ricavare, mediante elementi più leggeri (tramezzature), locali intercomunicanti mediante apposite forature (vani di porte e finestre).

Tuttavia risulta evidente che la presenza di tamponamenti tra le maglie dei telai costituenti l'organismo strutturale portante di una costruzione condiziona, a volte anche in maniera significativa, il comportamento dello stesso specialmente nei confronti delle azioni orizzontali.

A seconda del grado di interazione con gli elementi della struttura portante principale della costruzione, i tamponamenti possono suddividersi in:

- a) Collaboranti;
- b) Aderenti;
- c) Separati.

Nella prima tipologia, i tamponamenti risultano confinati da elementi in cemento armato e risultano collegati rigidamente ad essi interferendo in maniera significativa con la deformabilità della struttura portante. A volte, per aumentare la collaborazione dei tamponamenti con le strutture portanti in c.a. si preferisce eseguire i getti di conglomerato dopo la realizzazione dei pannelli murari. Nella progettazione delle strutture si deve tenere conto di questa interazione adottando modelli di calcolo e criteri di verifiche che prevedono il contributo delle murature come elementi portanti nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali.

Nella seconda tipologia, i tamponamenti vengono eseguiti sempre dopo la realizzazione della struttura, generalmente procedendo dall'alto verso il basso; il collegamento alla struttura portante principale avviene mediante malte. Nella progettazione delle strutture portanti principali può non tenersi conto della presenza dei tamponamenti che, pertanto, assumono la funzione di elementi non strutturali. Tuttavia in queste ipotesi sia per la struttura portante principale che per i tamponamenti devono essere rispettati alcuni requisiti ed adottati particolari accorgimenti al fine di tenere conto delle irregolarità in pianta ed in altezza determinate dalla presenza dei tamponamenti ed impedire agli stessi danneggiamenti tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nella terza tipologia, i tamponamenti sono completamente indipendenti dalle strutture portanti principali alle quali sono collegati mediante opportuni connettori o legature.

Generalmente trattasi di tamponamenti prefabbricati, realizzati con materiali speciali tali da renderli particolarmente resistenti alle azioni ortogonali al loro piano e dotati di elevate caratteristiche termoisolanti. Nel calcolo delle strutture portanti principali si tiene conto soltanto del peso proprio di questi elementi, potendosi escludere qualsiasi altra interazione.

Argomento del presente lavoro è la verifica dei Tamponamenti Aderenti realizzati con materiali lapidei, naturali od artificiali.

In condizioni normali, questa tipologia di tamponamenti, escludendo il peso proprio, non risulta soggetta ad azioni particolari tali da comprometterne l'integrità.

Tuttavia, una eccessiva deformazione degli elementi strutturali dei telai, compatibile con le relative caratteristiche di elasticità, potrebbe risultare del tutto inammissibile per i tamponamenti che, avendo un comportamento rigido-plastico, non sarebbero in grado di tollerare spostamenti e rotazioni con conseguente formazione di lesioni e fratture.

Inoltre, in particolari condizioni, quali risultano quelle in cui si hanno notevoli azioni orizzontali dovute al vento e, ancor di più, alle azioni sismiche, i tamponamenti risultano particolarmente sollecitati con formazione di macrofratture e di distacchi lungo il contorno con conseguente espulsione e crollo degli stessi.

A causa della anisotropia ed eterogeneità dei materiali costituenti i tamponamenti aderenti risulta particolarmente difficoltoso, se non impossibile, individuare un modello analitico rigoroso da utilizzare per il calcolo delle sollecitazioni e per le relative verifiche.

I pochi modelli di calcolo cui normalmente si fa riferimento devono essere suffragati da prove di carico su campioni di murature molto spesso realizzati in scala 1:1.

Nelle pagine che seguono sono stati analizzati i criteri di verifica che più comunemente vengono utilizzati ed adottati dalla vigente normativa tecnica.

In particolare il Capitolo 1, dopo un breve richiamo delle prescrizioni dettate dalla vigente normativa, analizza le azioni che possono interessare un tamponamento.

Il Capitolo 2 si occupa del comportamento e delle verifiche dei tamponamenti soggetti ad azioni ortogonali al proprio piano.

Nel Capitolo 3 viene esaminato il comportamento dei tamponamenti soggetti ad azioni complanari descrivendo un criterio di verifica basato sul grado di danneggiamento accettato a priori in base alla destinazione d'uso della struttura cui appartengono i tamponamenti stessi.

Il Capitolo 4, che di fatto costituisce la parte più innovativa ed interessante del presente studio, tratta delle problematiche connesse al rinforzo dei tamponamenti in muratura mediante l'impiego di materiali compositi del tipo FRP ed FRG.

Per quanto concerne la prima tipologia di materiali compositi si è fatto riferimento alle *“Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati”*, emanate dal CNR con la D.T. 200 R1/2013, versione del 15 maggio 2014.

Per quanto concerne, invece, la seconda tipologia di materiali compositi, non esistendo in atto un documento ufficiale emanato da organi istituzionali o da istituti di ricerca, si è cercato di individuare un criterio di verifica basato sulla documentazione tecnica che le ditte produttrici dei predetti materiali sono tenuti a fornire a corredo dei prodotti.

Il lavoro si conclude con alcuni esempi di verifiche, utili per meglio comprendere le problematiche ad esse connesse.

Il **software allegato**, denominato **VTM**, acronimo di *“Verifica dei Tamponamenti in Muratura”*, è stato sviluppato nel rispetto delle prescrizioni contenute nelle Norme Tecniche per le Costruzioni emanate con il D.M. 14 gennaio 2008 e con la successiva Circolare del Mini-

stero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 617 del 2 febbraio 2009; indispensabile è risultato il contributo del succitato Documento *CNR-DT 200 R1/2013*.

Il succitato programma di calcolo automatico consente di effettuare, con efficacia ed affidabilità, la verifica sia di tamponamenti tradizionali, del tipo semplice o a cassa vuota, che rinforzati superficialmente con materiali compositi del tipo FRP ed FRG.

Prima di procedere alla verifica dei tamponamenti rinforzati, si consiglia di approfondirne gli aspetti teorici specialmente nel caso in cui si preveda l'impiego di rinforzi del tipo FRG. Inoltre per questa tipologia di rinforzi occorre preliminarmente acquisire la relativa documentazione tecnica contenente i dati necessari da utilizzare per la creazione, nell'archivio dei materiali di rinforzo, di una nuova tipologia

Sarò grato a coloro che, utilizzando il programma, avranno cura di segnalare gli immancabili punti deboli, in quanto ciò potrà risultare utile per una successiva revisione di questa prima versione.

Un ringraziamento particolare, infine, desidero rivolgere alla Prof.ssa Ing. Marinella Fossetti, docente della facoltà di Ingegneria ed Architettura dell'Università Kore di Enna, per l'interesse manifestato nei confronti dei contenuti del testo e per l'apprezzamento ed il riconoscimento della validità dell'analisi teorico-pratica sviluppata da parte di un tecnico non appartenente al mondo accademico.

Enna, marzo 2016

L'Autore

Ing. Gaetano Di Dio Perna

ANALISI DEL PROBLEMA

1.1. Le prescrizioni della normativa nazionale

La prima volta che la normativa nazionale si è occupata della verifica dei tamponamenti inseriti tra le maglie di un telaio è stato nel 1981 nell'ambito delle disposizioni contenute nel D.M. 2 luglio 1981 riguardante la *“Normativa per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia”*, ed in particolare nella relativa Circolare n. 22120 del 12 dicembre 1981 la cui Appendice tratta della *“Interazione fra telai e pannelli di tamponatura – Metodo di Calcolo”*.

Le predette disposizioni, unitamente alla Circolare n. 21745 del 30 luglio 1981, costituirono un valido supporto teorico-tecnico che per la prima volta davano indicazioni precise e dettagliate sulle tecniche da impiegare per la Riparazione ed il Rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle tre regioni interessate dal terremoto del 23 novembre 1980 rientranti nella vasta area dell'Irpinia.

La predetta Circolare n. 22120 si occupava della interazione dei pannelli in muratura con gli elementi del telaio, in cemento armato o acciaio, prendendo in esame soltanto gli effetti delle azioni agenti nel piano della muratura, nulla diceva, invece, in merito agli effetti delle azioni agenti in direzione ortogonale al piano dei pannelli.

L'interazione tra pannello in muratura e telaio veniva descritta adottando il modello a puntone equivalente, individuando tre meccanismi di rottura e prescrivendo una specifica verifica per ognuno di essi.

L'approccio proposto dal D.M. 2 luglio 1981 è stato successivamente ripreso quasi integralmente dal D.M. 16 gennaio 1996, ed in particolare dall'Allegato 2 della relativa Circolare 10 aprile 1997, n. 65/AA.GG., estendendolo anche agli edifici di nuova costruzione.

Anche questo secondo decreto si limitava ad esaminare gli effetti d'interazione generanti azioni complanari al piano dei tamponamenti, fornendo, per le azioni ortogonali, solo delle prescrizioni per evitare il ribaltamento degli stessi per determinate condizioni.

La prima normativa nazionale che si è occupata della verifica dei tamponamenti per azioni ortogonali al piano (verifica fuori piano) è stata l'O.P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274, così come successivamente modificata dalla O.P.C.M. 3 maggio 2005, n. 3431, ed in particolare l'Allegato 2 riportante le *“Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici”*.

Invero tale normativa ha recepito, adeguandola, la normativa comunitaria contenuta nell'Eurocodice 8 riguardante le *“Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte 1-2: Regole generali per gli edifici”*.

La normativa attualmente vigente riguardante l'argomento di cui trattasi è quella contenuta nelle *“Norme Tecniche per le Costruzioni”* (NTC), emanate con il D.M. 14 gennaio 2008 e nella relativa Circolare 2 febbraio 2009, n. 617.

Relativamente al comportamento fuori piano, le NTC impongono che gli elementi costruttivi senza funzione strutturale, con l'esclusione dei soli tamponamenti interni di spessore non superiore a 100 mm, il cui danneggiamento può provocare danni a persone, devono essere verificati, insieme alle loro connessioni alla struttura, per l'azione sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite considerati. In particolare si deve evitare che i tamponamenti abbiano collassi di tipo fragili o prematuri e che gli stessi vengano espulsi sotto l'effetto delle azioni orizzontali, adottando opportuni magisteri e tecniche adeguate sia durante la loro realizzazione, sia nel collegamento degli stessi alle strutture portanti della costruzione.

Per quanto concerne, invece, il comportamento nel piano le NTC non danno particolari indicazioni, bensì si limitano a prescrivere requisiti ed accorgimenti, oltre ad imporre una limitazione dello spostamento d'interpiano della struttura principale sotto l'effetto delle azioni orizzontali.

Le NTC, quindi, introducono il criterio secondo il quale i tamponamenti, e gli altri elementi non strutturali, possono ritenersi verificati nei confronti delle azioni complanari se gli elementi portanti della struttura principale vengono progettati in modo da conferire all'organismo strutturale una rigidezza calibrata in grado di contenere gli spostamenti d'interpiano entro prefissati valori.

I valori degli spostamenti d'interpiano cui fare riferimento per le verifiche nel piano, proposti dalle NTC, riguardano esclusivamente le deformazioni prodotte dalle azioni sismiche; nulla, invece, dicono per quanto concerne le deformazioni prodotte dalle azioni dovute al vento che, com'è noto, in alcune circostanze, possono risultare anche superiori alle precedenti.

I valori di riferimento proposti dalle NTC dipendono dalle modalità di esecuzione dei tamponamenti e dalla classe d'uso della costruzione.

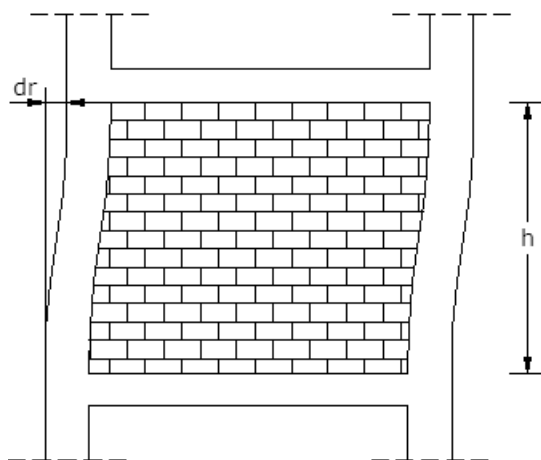


Figura 1.1.

In particolare nel caso di edifici civili ed industriali ricadenti in classe d'uso I e II, le NTC prescrivono che si deve prendere in considerazione l'azione sismica di progetto relativa allo SLD e che la verifica consiste nell'accertare se nei tamponamenti non si producano danni tali da rendere la costruzione temporaneamente non agibile.

Tale requisito si può ritenere soddisfatto se gli spostamenti d'interpiano si mantengano entro i limiti di seguito riportati:

- a) per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa (tamponamenti aderenti):

$$d_r \leq 0,005 \cdot h$$

- b) per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito degli spostamenti d'interpiano, per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura (tamponamenti separati):

$$d_r \leq 0,01 \cdot h$$

dove:

d_r = spostamento d'interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo i §§ 7.3.3 o 7.3.4 delle NTC;

h = altezza del piano.

In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamenti nel medesimo piano della costruzione, deve essere assunto il limite di spostamento più restrittivo.

Qualora gli spostamenti d'interpiano siano superiori a $0,005 \cdot h$ (caso b) le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutti i tamponamenti, alle tramezzature interne ed agli impianti.

Nel caso, invece, di costruzioni civili e industriali ricadenti in classe d'uso III e IV, le NTC prescrivono che si deve prendere in considerazione l'azione sismica di progetto relativa allo SLO e che la verifica consiste nell'accertare se negli elementi costruttivi senza funzione strutturale non si producano danni tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione. Tale requisito si può ritenere soddisfatto se gli spostamenti d'interpiano si mantengano entro limiti corrispondenti ai 2/3 di quelli riportati in precedenza.

Volendo prendere in considerazione anche gli spostamenti relativi d'interpiano prodotti dal vento, si dovrebbe fare riferimento alla condizione deformata indotta dalla combinazione di carico frequente in quanto la stessa risulta essere quella che generalmente viene impiegata per gli stati limite di esercizio di tipo reversibili.

Riepilogando, le NTC prevedono, per i tamponamenti, le seguenti verifiche:

- a) Nei confronti delle azioni ortogonali al piano medio della tamponatura (*verifiche fuori piano*): le verifiche devono essere effettuate in *termini di resistenza*, prendendo in considerazione le azioni indotte dallo Stato Limite Ultimo, adottando la Combinazione Fondamentale, nel caso in cui le azioni sono quelle prodotte dal vento, ovvero la Combinazione relativa allo SLV, nel caso di azioni sismiche.
- b) Nei confronti delle azioni complanari al piano medio della tamponatura (*verifiche nel piano*): le verifiche devono essere effettuate in *termini di contenimento del danno*, prendendo in considerazione le deformazioni indotte dallo Stato Limite di Esercizio, adottando la Combinazione Frequente, nel caso in cui le azioni sono quelle prodotte dal vento, ovvero la Combinazione relativa allo SLD o allo SLO, nel caso di azioni sismiche.

1.2. Interazione dei tamponamenti aderenti con le strutture dei telai

In condizioni normali, questa tipologia di tamponamenti, escludendo il peso proprio, non risulta soggetta ad azioni particolari tali da comprometterne l'integrità.

Tuttavia, una eccessiva deformazione degli elementi strutturali dei telai portanti, compatibile con le relative caratteristiche di elasticità, potrebbe risultare del tutto inammissibile per i tamponamenti che, avendo un comportamento rigido-plastico, non sarebbero in grado di tollerare spostamenti e rotazioni con conseguente formazione di lesioni e fratture.

Inoltre, in particolari condizioni, quali risultano quelle in cui si hanno notevoli azioni orizzontali dovute al vento e, ancor di più, alle azioni sismiche, i tamponamenti risultano particolarmente sollecitati con formazione di macrofratture e di distacchi lungo il contorno con conseguente espulsione e crollo degli stessi.

Le cause di tali inconvenienti sono sostanzialmente due:

- gli eccessivi spostamenti d'interpiano, tanto maggiori quanto più elastiche risultano le strutture portanti principali;
- la poca resistenza dei tamponamenti ad azioni ortogonali al proprio piano.

In genere le precedenti cause interagiscono tra loro per cui un danneggiamento nel piano del tamponamento ne può comportare una riduzione di resistenza fuori piano.

In considerazione di quanto sopra appare evidente che, in presenza di azioni orizzontali, risulta imprescindibile preoccuparsi della stabilità dei tamponamenti verificandone la prestazione al fine di garantire il livello di sicurezza richiesto per la costruzione interessata.

Come accennato in precedenza, ai tamponamenti del tipo aderenti non viene affidato il compito di contribuire alla capacità portante dell'organismo strutturale per cui, nel calcolo di questo ultimo, se ne trascura il relativo contributo.

Tali ipotesi si giustificano per il fatto che i tamponamenti:

- vengono eseguiti sempre dopo la realizzazione della struttura portante principale;
- nel corso del tempo sono suscettibili di modifiche sia planimetriche, a seguito di modifiche nella suddivisione degli ambienti, sia nella forma e nelle dimensioni, a causa della apertura e/o chiusura di vani di porte e finestre;
- l'efficienza dei collegamenti con le strutture portanti lungo il contorno risulta molto variabile a seconda del tipo di legante utilizzato e delle modalità esecutive.

Come si è detto, la diversa capacità deformativa dei telai e dei tamponamenti, più elastici i primi, più rigidi i secondi, può portare, in presenza di eccessive deformazioni al danneggiamento non solo dei tamponamenti, ma anche degli elementi dell'organismo strutturale portante. Può capitare, infatti, che una non corretta distribuzione dei tamponamenti ai vari piani ovvero una brusca variazione delle relative caratteristiche meccaniche da un piano all'altro, possano indurre alle strutture portanti principali incrementi delle sollecitazioni e delle deformazioni tali da portare al danneggiamento delle stesse.

Per ovviare a questa tipologia di danneggiamenti dovuti alla presenza di particolari configurazioni dei tamponamenti, le NTC riportano varie prescrizioni da seguire.

Ad esempio nel caso di strutture a telaio in cemento armato, si deve evitare la formazione di colonne corte, tipico di tamponamenti non estesi sull'intera altezza dei pilastri, o che i pilastri abbiano tamponamenti da un lato e siano completamente liberi dall'altro: in entrambi i casi, si consiglia di estendere all'intera altezza dei pilastri la zona dove infittire le staffe di contenimento.

Inoltre, qualora la distribuzione dei tamponamenti risulti fortemente irregolare in pianta, gli effetti di tale irregolarità devono essere valutati e tenuti in conto. Questo requisito si intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 2 l'eccentricità accidentale di cui al § 7.2.6. delle NTC.

Ed ancora, qualora la distribuzione dei tamponamenti sia fortemente irregolare in altezza deve essere considerata la possibilità di forti concentrazioni di danno ai livelli caratterizzati da significativa riduzione del numero di tali elementi rispetto ai livelli adiacenti.

Questo requisito si intende soddisfatto incrementando di un fattore 1,4 le azioni di calcolo per gli elementi verticali (pilastri e pareti) dei livelli con riduzione dei tamponamenti.

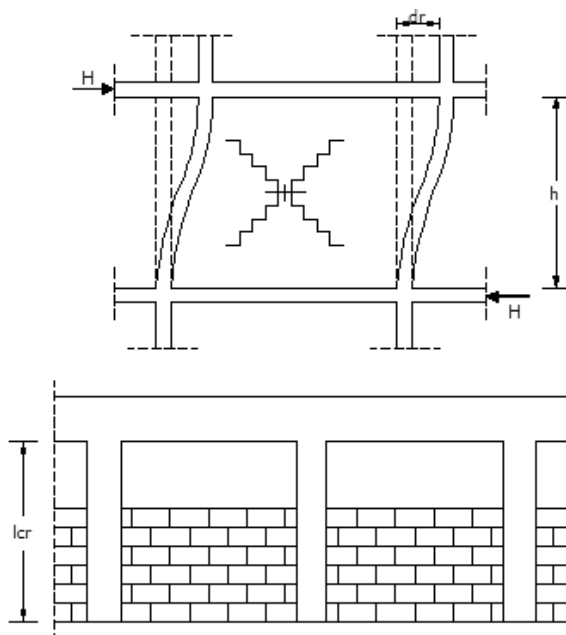


Figura 1.2.

1.3. Definizione dell'azione ortogonale al piano

Come accennato in precedenza, l'azione ortogonale al tamponamento può essere rappresentata dalla pressione del vento ovvero dall'azione sismica.

In genere quest'ultima risulta maggiore della prima, tuttavia nel caso di tamponamenti con grandi aperture, in cui le masse in gioco sono modeste, mentre le superfici esposte al vento sono notevoli, può risultare maggiore la prima.

1.3.1. Azione dovuta al vento

Il vento, la cui direzione si considera di regola orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni dirette che variano nel tempo e nello spazio provocando, in genere, effetti dinamici.

Per configurazioni e tipologie strutturali ordinarie, semplici e di limitata estensione, ovvero poco suscettibili all'azione del vento, è possibile descrivere le azioni indotte dal vento

mediante sistemi di forze o di pressioni i cui effetti sono equivalenti a quelli del vento, (azioni statiche equivalenti).

Le azioni statiche equivalenti del vento si traducono in pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici degli elementi che compongono la costruzione.

Nel caso di costruzioni o di elementi di grande estensione, si deve tenere conto anche delle azioni tangenti.

L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando come direzione quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione alla volta.

Le azioni normali alle superfici si valutano attraverso la seguente relazione:

$$p_n = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d \quad (1.1)$$

dove:

q_b = pressione cinetica di riferimento;

c_e = coefficiente di esposizione;

c_p = coefficiente di forma (o aerodinamico);

c_d = coefficiente dinamico.

La *Pressione cinetica di riferimento*, q_b , è fornita dalla relazione:

$$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b(T_r)^2 \quad (1.2)$$

dove:

ρ = densità dell'aria, che si può assumere pari a 1,25 kg/m³;

$v_b(T_r)$ = velocità di riferimento di progetto del vento;

T_r = periodo di ritorno per il carico vento.

La *Velocità di riferimento di progetto*, $v_b(T_r)$, del vento è fornita dalla relazione:

$$v_b(T_r) = \alpha_R \cdot v_b \quad (1.3)$$

dove:

α_R = coefficiente di ritorno per il carico vento;

v_b = velocità di riferimento di base del vento.

Il *Coefficiente di ritorno*, α_R , il cui andamento è riportato in Figura 1.3, è fornito dalla seguente relazione:

$$\alpha_R = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \quad (1.4)$$

La *Velocità di riferimento di base*, v_b , del vento è data dalla espressione:

$$- v_b = v_{bo} \quad \text{per } a_s \leq a_o \quad (1.5a)$$

$$- v_b = v_{bo} + k_a (a_s - a_o) \quad \text{per } a_o \leq a_s \leq 1500 \text{ m} \quad (1.5b)$$

dove:

a_s = altitudine sul livello del mare (in m) del sito;

v_{bo} , a_o , k_a sono fornite dalla tabella seguente in funzione della zona di vento.

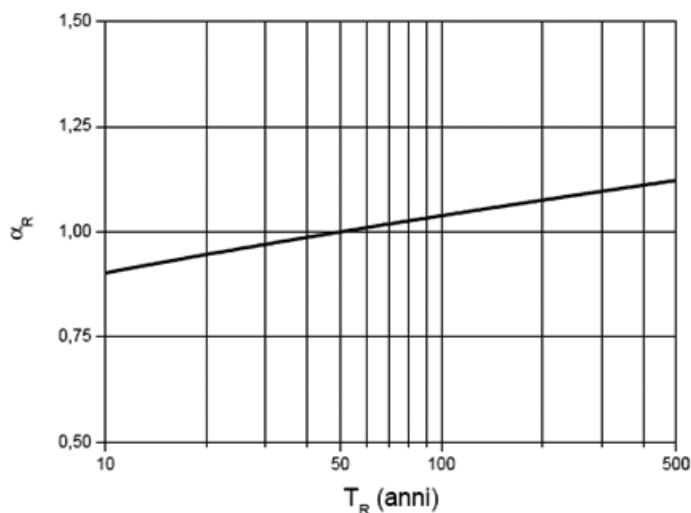


Figura 1.3.

TABELLA 1.1. Valori di v_{bo} , a_o , k_a in funzione della zona di vento

Zona	Descrizione	v_{bo} [m/s]	a_o [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

Il Coefficiente di esposizione, $c_e = c_e(z)$, è dato dalla relazione:

$$- c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min} \quad (1.6a)$$

$$- c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min} \quad (1.6b)$$

La Figura 1.4 riporta l'andamento del Coefficiente di esposizione c_e con la quota, nel caso in cui $c_t = 1$.

Le variabili indicate nelle relazioni (1.6a) e (1.6b) rappresentano:

- z è l'altezza del punto considerato dalla superficie topografica;
- c_t è il coefficiente di topografia della zona;
- $k_r, z_0, z_{\min}$ sono i coefficienti riportati nella Tabella 1.2 in funzione della Categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

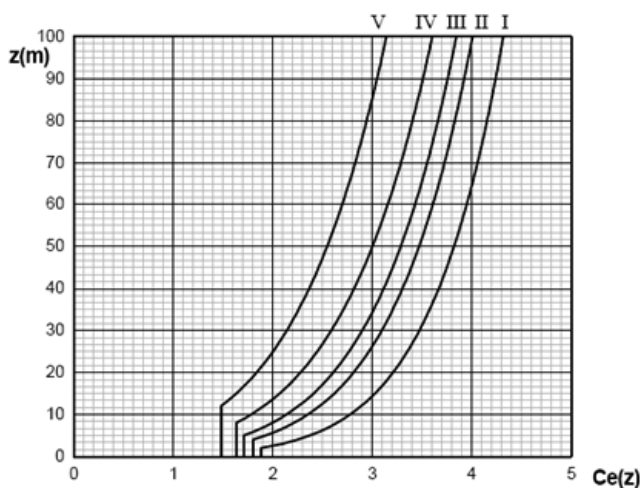


Figura 1.4.

TABELLA 1.2. Valori di $k_r, z_0, z_{\min}$ in funzione della Categoria di esposizione

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	$z_{\min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Il Coefficiente di Topografia, c_t , dipende dalla morfologia della zona dove sorge la costruzione; in particolare si ha:

- Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina:

$$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \quad (1.7a)$$

- Costruzioni sul livello superiore di un dislivello:

$$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot (1 - 0,1 \cdot X/H) \geq 1 \quad (1.7b)$$

- Costruzioni su di un pendio:

$$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot h/H \quad (1.7c)$$

dove:

- $\beta = 0,5$ per $z/H \leq 0,75$
- $\beta = 0,8 - 0,4 \cdot Z/H$ per $0,75 < z/H \leq 2,00$
- $\beta = 0$ per $z/H > 2,00$
- $\gamma = 0$ per $H/D \leq 0,10$
- $\gamma = 5 \cdot (H/D - 0,10)$ per $0,10 < H/D \leq 0,30$
- $\gamma = 1$ per $H/D > 0,30$

con:

- D = ampiezza del pendio;
- H = altezza del pendio;
- X = distanza della costruzione dal ciglio superiore del pendio;
- h = quota d'imposta della costruzione rispetto al ciglio inferiore;
- z = altezza variabile della costruzione.

La *Categoria di esposizione del sito* dipende dalla zona di vento in cui ricade la regione interessata dalla costruzione, dall'altitudine e dalla distanza dalla costa del sito e dalla Classe di Rugosità del terreno circostante; questa ultima si ricava dalla seguente tabella:

TABELLA 1.3. *Categorie di esposizione*

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi, ...)
L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.	

La dipendenza della Categoria di esposizione del sito dall'altitudine e dalla distanza dalla costa è illustrata nella Figura 1.5.

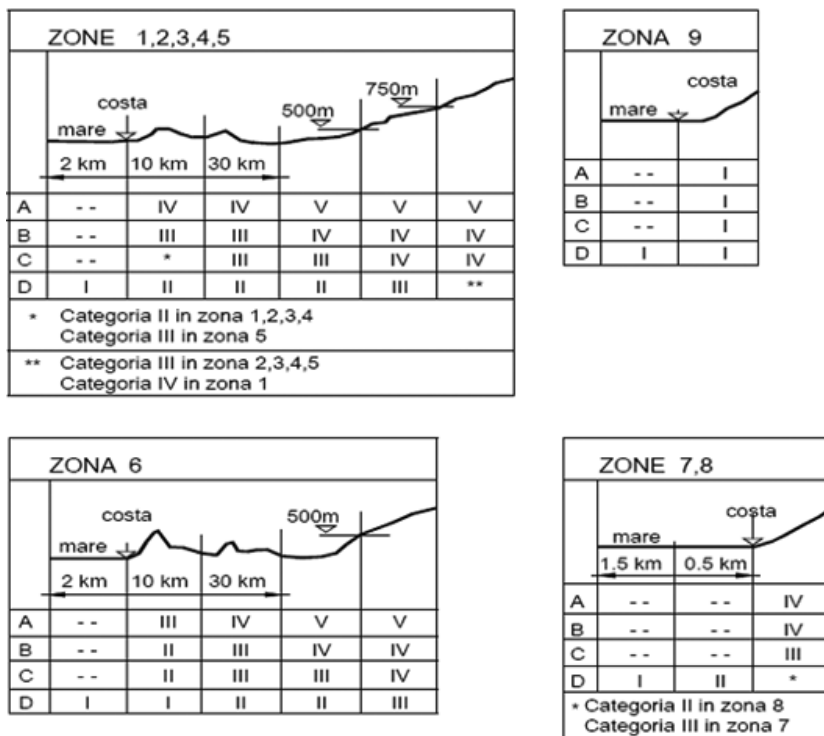


Figura 1.5.

Il *Coefficiente di forma*, c_p , dipende dal tipo di costruzione che si considera e dall'angolo $\varnothing$ formato dall'elemento con l'orizzontale e, quindi, dal fatto che lo stesso possa trovarsi in direzione sopravvento o sottovento; nel nostro caso si considera sempre la condizione sopravvento per cui si ha:

$$c_p = +0,8 \quad (1.8)$$

Il *Coefficiente dinamico*, c_d , dipende dalle dimensioni, dalla forma e dal materiale della costruzione considerata; assume valori variabili da 0,90 a 1,20.

1.3.2. Azione dovuta al sisma

L'effetto dell'azione sismica può essere valutato considerando un sistema di forze proporzionali alle masse (concentrate o distribuite) dell'elemento non strutturale, la cui forza risultante F_a agente sul baricentro dell'elemento stesso, viene calcolata secondo la formula seguente:

$$F_a = (S_a \times W_a) / q_a \quad (1.9)$$

dove:

F_a = forza sismica orizzontale agente al centro di massa del pannello;

W_a = peso dell'elemento;

S_a = accelerazione massima che subisce il pannello durante il sisma in corrispondenza dello stato limite considerato;

q_a = fattore di struttura dell'elemento; in assenza di specifiche determinazioni, per i pannelli di tamponamento può assumersi $q_a = 2$.

In mancanza di analisi più accurate l'*Accelerazione massima*, S_a , viene calcolato con la seguente relazione:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z / H)}{1 + (1 - T_a / T_1)^2} - 0,5 \right] \quad (1.10)$$

dove:

α è fornito dal rapporto a_g/g e rappresenta l'accelerazione massima del terreno su sottosuolo tipo A, a_g , adimensionalizzata rispetto all'accelerazione di gravità g ;

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

T_a = periodo fondamentale di vibrazione del pannello;

T_1 = periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;

Z = quota del baricentro del pannello misurata a partire dal piano di posa della fondazione; per le strutture con isolamento sismico si assume sempre $Z = 0$;

H = altezza della costruzione misurata a partire dal piano di posa della fondazione

Il valore dell'accelerazione massima S_a non può essere assunto minore di αS .

Il valore dell'accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo di tipo A varia a seconda delle coordinate geografiche del sito dove ricade la costruzione e dipende dallo stato limite considerato o meglio dalla probabilità P_{VR} di superamento della stessa accelerazione nel periodo di riferimento V_R , dipendente, a sua volta, dal Tipo e dalla Classe d'uso della costruzione.

Le probabilità P_{VR} di superamento dell'accelerazione sismica nel periodo di riferimento V_R , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva Tabella 1.4.

TABELLA 1.4. Probabilità P_{VR}

Stati Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Il periodo di riferimento V_R , viene fornito dalla relazione:

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (1.11)$$

dove:

V_N = vita nominale della costruzione, dipendente dal tipo di costruzione:

TABELLA 1.5. *Vita nominale*

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

C_U = coefficiente d'uso della costruzione dipendente dalla sua classe d'uso:

TABELLA 1.6. *Coefficiente d'uso*

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Le Classi d'Uso di una costruzione vengono individuate con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso; in particolare vengono definite come segue:

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

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

Una volta fissata la probabilità P_{VR} e valutato il Periodo di Riferimento V_R , si può calcolare il Periodo di Ritorno dell'azione sismica T_R attraverso la seguente relazione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (1.12)$$

Noto T_R e rilevate le coordinate geografiche del sito (longitudine e latitudine), è possibile entrare nel Reticolo di riferimento della pericolosità sismica, definito dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV).

Le tabelle forniscono, per 10751 punti del reticolo di riferimento e per 9 valori del periodo di ritorno T_R (30 anni, 50 anni, 72 anni, 101 anni, 140 anni, 201 anni, 475 anni, 975 anni, 2475 anni), i valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* da utilizzare per definire l'azione sismica.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a Latitudine e Longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine.

TABELLA 1.7. Stralcio reticolo di riferimento

ID	LON	LAT	$T_R=30$			$T_R=50$			$T_R=72$		
			a_g	F_0	T_C^*	a_g	F_0	T_C^*	a_g	F_0	T_C^*
13111	6.5448	45.134	0.263	2.50	0.18	0.340	2.51	0.21	0.394	2.55	0.22
13333	6.5506	45.085	0.264	2.49	0.18	0.341	2.51	0.21	0.395	2.55	0.22
13555	6.5564	45.035	0.264	2.50	0.18	0.340	2.51	0.20	0.393	2.55	0.22
13777	6.5621	44.985	0.263	2.50	0.18	0.338	2.52	0.20	0.391	2.55	0.22
12890	6.6096	45.188	0.284	2.46	0.19	0.364	2.51	0.21	0.431	2.50	0.22
13112	6.6153	45.139	0.286	2.46	0.19	0.366	2.51	0.21	0.433	2.50	0.22
13334	6.621	45.089	0.288	2.46	0.19	0.367	2.51	0.21	0.434	2.50	0.22
13556	6.6268	45.039	0.288	2.46	0.19	0.367	2.51	0.21	0.433	2.51	0.22
13778	6.6325	44.989	0.288	2.46	0.19	0.366	2.52	0.21	0.430	2.51	0.22
14000	6.6383	44.939	0.286	2.47	0.19	0.363	2.52	0.21	0.426	2.52	0.22

Il fattore di amplificazione F_0 è adimensionale, mentre il periodo T_C^* è espresso in secondi.

Il coefficiente S , che tiene conto della Categoria del Sottosuolo e delle Condizioni Topografiche del sito, si valuta attraverso la relazione:

$$S = S_S \cdot S_T \quad (1.13)$$

dove:

S_S = Coefficiente di Amplificazione Stratigrafica, ricavabile dalla tabella seguente:

TABELLA 1.8. *Coefficiente di Amplificazione Stratigrafica*

Categoria sottosuolo	S_s
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$

S_T = Coefficiente di Amplificazione Topografica, ricavabile dalla tabella sottostante:

TABELLA 1.9. *Coefficiente di Amplificazione Topografica*

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	—	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Nelle tabelle seguenti si riportano le Categorie di Sottosuolo e le Condizioni Topografiche previste dalle N.T.C.

TABELLA 1.10. *Categorie di Sottosuolo*

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

[segue]

Categoria	Descrizione
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

TABELLA 1.11. Condizioni Topografiche

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

Il periodo fondamentale di vibrazione del pannello, T_a , dipende dal tipo di vincolo ipotizzato lungo il contorno e dalla schematizzazione adottata per il calcolo delle sollecitazioni.

Il tipo di vincolo, in genere, viene assimilato ad un appoggio, ma in taluni casi può considerarsi un incastro.

La schematizzazione per il calcolo delle sollecitazioni dipende dalla presenza o meno di aperture.

In mancanza di aperture il pannello può schematizzarsi come una piastra e le sollecitazioni possono valutarsi seguendo le semplificazioni dovute a Grashof.

In presenza di aperture risulta più comodo assimilare il pannello ad una trave verticale che tiene conto della zona di muratura esistente tra una apertura e l'altra; in pratica si trascura il contributo resistente in direzione orizzontale.

Qualunque sia il tipo di vincolo e di schematizzazione il periodo fondamentale di vibrazione del pannello, T_a , può esprimersi attraverso la relazione:

$$T_a = 2 \pi / \omega_1 \quad (1.14)$$

essendo ω_1 la prima frequenza propria di oscillazione dell'elemento.

Nel caso di schematizzazione a piastra, la prima frequenza viene fornita dalla relazione:

$$\omega_1 = \frac{\lambda_1}{b^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot t^3}{12(1 - \nu^2)\mu}} \quad (1.15)$$

dove:

λ_1 = prima radice, funzione del tipo di vincolo:

$$\lambda_1 = p^2 (1 + b^2/h^2)$$

$$\lambda_1 = 86/15 \times (h/b)^2 - 29/5 \times (h/b) + 74/3$$

vincolo tipo appoggio

vincolo tipo incastro

μ = massa per unità di area, in $[t/(m/s^2)]/m^2$;

E = modulo di Joung in t/m^2 ;

ν = coefficiente di Poisson;

t = spessore del pannello in m;

h = altezza del pannello in m;

b = larghezza del pannello in m.

Nel caso di schematizzazione a trave, la prima frequenza viene fornita dalla relazione:

$$\omega_1 = \lambda_1^2 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I}{h^4 \cdot \mu}} \quad (1.16)$$

dove:

λ_1 = prima radice, funzione del tipo di vincolo:

$$\lambda_1 = \pi$$

$$\lambda_1 = 4,73$$

vincolo tipo appoggio

vincolo tipo incastro

μ = massa per unità di lunghezza, in $[t/(m/s^2)]/m$;

E = modulo di Joung in t/m^2 ;

I = momento d'inerzia in m^4 ;

h = altezza del pannello in m.

Il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione, T_I , per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza, può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_I = C_I \cdot H^{3/4} \quad (1.17)$$

dove:

H = altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione;

C_I = coefficiente che dipende dal sistema costruttivo della struttura:

$C_I = 0,085$ per costruzioni con struttura a telaio in acciaio;

$C_I = 0,075$ per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato;

$C_I = 0,050$ per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura.

ESEMPI SVOLTI

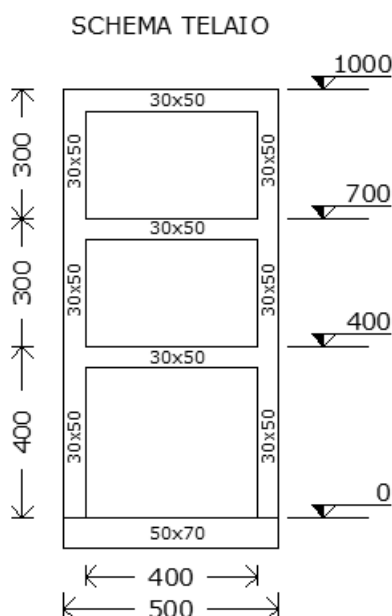
5.1. Tamponamenti Semplici e a Doppia Parete

Gli esempi che verranno descritti nel seguito si riferiscono ai tamponamenti di un telaio in cemento armato ad una sola campata ed a tre elevazioni.

Negli esempi che vanno dal n. 1 al n. 8 i tamponamenti sono stati previsti del tipo Semplice, cioè costituiti da una sola parete (quella esterna), mentre gli esempi n. 9, n. 10 e n. 11 si riferiscono a tamponamenti del tipo a Doppia Parete (o a Cassa Vuota).

Nei vari esempi, le caratteristiche meccaniche e geometriche del telaio rimangono costanti, mentre cambiano, di volta in volta, quelle dei tamponamenti sia per la tipologia della muratura che per la presenza o meno di aperture.

L'ampiezza netta della campata del telaio, che definisce la larghezza dei tamponamenti, rimane costante per le tre elevazioni, ed è pari a m 4,00; l'altezza degli interpiani risulta pari a m 4,00 per la prima elevazione e di m 3,00 per le altre due elevazioni.



I pilastri e le travi in elevazione hanno la stessa sezione che si mantiene costante lungo l'altezza; in particolare lo spessore risulta pari a cm 30 mentre la larghezza dei primi e l'altezza delle seconde risulta di cm 50.

Le travi di fondazione hanno spessore di cm 50 ed altezza di cm 70.

I dati Generali relativi alla Zona ed alla Costruzione si sono mantenuti costanti per tutti gli esempi; i relativi valori sono quelli riportati di seguito.

Dati generali relativi alla Zona

– Longitudine del Sito:	14,284°
– Latitudine del Sito:	37,561°
– Zona Sismica del Sito:	2 ^a
– Categoria Topografica del Sito:	2 ^a
– Categoria del Suolo di Fondazione:	C
– Zona per il calcolo dell'Azione del Vento:	4 ^a
– Periodo di Ritorno per il Vento:	50 anni
– Classe di Rugosità del Sito:	D
– Distanza del Sito dalla Costa:	100 km
– Quota del Sito sul Livello del Mare:	800 m
– Ampiezza del Pendio:	100 m
– Altezza del Pendio:	20 m

Dati generali relativi alla Struttura

– Tipologia della Costruzione:	2 ^a (ordinaria)
– Vita nominale della Costruzione:	50 anni
– Classe d'Uso della Costruzione:	2 ^a
– Coefficiente d'Uso della Costruzione:	1,00
– Coefficiente Dinamico della Costruzione:	1,00
– Altezza Complessiva della Costruzione:	8,00 m
– Distanza della Costruzione dal Ciglio Inferiore del Pendio:	10,00 m
– Sistema costruttivo della Costruzione:	1 (cemento armato)
– Numero di Tamponamenti da verificare:	3 (per ogni esempio)

I dati relativi ai tamponamenti che rimangono costanti nei vari esempi sono:

DESCRIZIONE	U.M.	1 ^a Elev.	2 ^a Elev.	3 ^a Elev.
Quota d'Imposta	m	0	400	700
Larghezza	m	400	400	400
Altezza Media	m	350	250	250
Resistenza Media a Compr. Malta di Colleg. al Telaio	N/mm ²	10	10	10
Percentuale di ricoprimento della Malta	%	70	70	70
Resistenza Caratter. a Compr. del Cls. del Telaio	N/mm ²	25	25	25

5.1.1. Esempio n. 1

In questo esempio si considerano Tamponamenti Semplici, privi di aperture, dello spessore di cm 30 realizzati con Muratura in Blocchi di Laterizio Forati e Malta Cementizia (tipologia n. 3 dell'archivio).

Per le verifiche nei confronti delle azioni ortogonali si è scelto il Modello Resistente a Flessione, mentre ai fini delle verifiche nei confronti delle azioni complanari si è supposto che gli spostamenti relativi d'interpiano d_{re} , forniti dal tabulato di calcolo della struttura, assumano i valori di seguito riportati:

ELEVAZIONE	DESCRIZIONE	$d_{re} - \text{mm}$
1	Piano Terra	4
2	Piano Primo	7
3	Piano Secondo	10

Di seguito si riportano i Coefficienti relativi alle Verifiche per Azioni Ortogonali e per Azioni Complanari.

a) Verifiche per Azioni Ortogonali

Tamponamento n. 1

COEFFICIENTE DI VERIFICA	VENTO		SISMA	
	Striscia Oriz.	Striscia Vert.	Striscia Oriz.	Striscia Vert.
Per Carico Ortogonale	0,1279	0,1671	0,0423	0,0552
Per Flessione della Muratura	0,1279	0,1671	0,0423	0,0552
Per Taglio della Muratura	0,0154	0,0503	0,0051	0,0166
Per Taglio della Malta	0,0048	0,0155	0,0016	0,0051

Tamponamento n. 2

COEFFICIENTE DI VERIFICA	VENTO		SISMA	
	Striscia Oriz.	Striscia Vert.	Striscia Oriz.	Striscia Vert.
Per Carico Ortogonale	0,0401	0,1028	0,0175	0,0447
Per Flessione della Muratura	0,0401	0,1028	0,0175	0,0447
Per Taglio della Muratura	0,0048	0,0433	0,0021	0,0188
Per Taglio della Malta	0,0015	0,0134	0,0006	0,0058

Tamponamento n. 3

COEFFICIENTE DI VERIFICA	VENTO		SISMA	
	Striscia Oriz.	Striscia Vert.	Striscia Oriz.	Striscia Vert.
Per Carico Ortogonale	0,0466	0,1193	0,0218	0,0557
Per Flessione della Muratura	0,0466	0,1193	0,0218	0,0557
Per Taglio della Muratura	0,0056	0,0502	0,0026	0,0235
Per Taglio della Malta	0,0017	0,0155	0,0008	0,0073

b) Verifiche per Azioni Complanari

COEFFICIENTE DI VERIFICA	TAMP. N. 1	TAMP. N. 2	TAMP. N. 3
	Setto n. 1	Setto n. 1	Setto n. 1
Per Deformazione Ultima	0,154	0,361	0,515
Per Deformazione Limite	0,200	0,467	0,667

c) Commento dei risultati

Analizzando i valori dei Coefficienti di Verifica sopra riportati si possono formulare le seguenti considerazioni.

Relativamente alle Verifiche per Azioni Ortogonali

- Nel Tamponamento n. 1 i coefficienti di verifica per le due Strisce (Orizzontale e Verticale) sono quasi uguali tra loro in quanto le lunghezze delle strisce sono poco diverse l'una dall'altra ($L_o = 400$ cm e $L_v = 350$ cm) e la muratura presenta discrete caratteristiche meccaniche anche in direzione ortogonale alla foratura.
- Negli altri due Tamponamenti i valori dei predetti coefficienti sono molto più distanti;
- Tutti e tre i Tamponamenti presentano una sicurezza maggiore nei confronti di azioni ortogonali dovute al Sisma rispetto a quelle dovute al Vento.
- La sicurezza nei confronti delle sollecitazioni Taglienti risulta maggiore rispetto a quella nei confronti delle sollecitazioni Flessionali.

Relativamente alle Verifiche per Azioni Complanari

- La sicurezza diminuisce man mano che aumenta la quota d'imposta dei Tamponamenti.
- La sicurezza nei confronti della Deformazione Limite risulta minore di quella rispetto alla Deformazione Ultima, il che vuol dire che quando gli spostamenti relativi determinati dalle azioni esterne agenti sulla struttura raggiungono i valori assegnati, i Tamponamenti si trovano ancora nella fase elasto-plastica.

5.1.2. Esempio n. 2

La geometria e le caratteristiche dei Tamponamenti sono identiche a quelle dell'Esempio n. 1, cambia soltanto il Modello Resistente di Verifica che, in questo caso, si è previsto quello ad Arco. Di seguito si riportano soltanto i Coefficienti relativi alle Verifiche per Azioni Ortogonali in quanto quelli delle Verifiche per Azioni Complanari non cambiano.

a) Verifiche per Azioni Ortogonali**Tamponamento n. 1**

COEFFICIENTE DI VERIFICA	VENTO		SISMA	
	Striscia Oriz.	Striscia Vert.	Striscia Oriz.	Striscia Vert.
Per Carico Ortogonale	0,0191	0,0262	0,0063	0,0087
Per Compressione della Muratura	0,0191	0,0262	0,0063	0,0087
Per Taglio della Muratura	0,0074	0,0137	0,0025	0,0045
Per Taglio della Malta	0,0065	0,0147	0,0021	0,0049

Tamponamento n. 2

COEFFICIENTE DI VERIFICA	VENTO		SISMA	
	Striscia Oriz.	Striscia Vert.	Striscia Oriz.	Striscia Vert.
Per Carico Ortogonale	0,0060	0,0161	0,0026	0,0070
Per Compressione della Muratura	0,0060	0,0161	0,0026	0,0070
Per Taglio della Muratura	0,0023	0,0118	0,0010	0,0051
Per Taglio della Malta	0,0020	0,0127	0,0009	0,0055

Tamponamento n. 3

COEFFICIENTE DI VERIFICA	VENTO		SISMA	
	Striscia Oriz.	Striscia Vert.	Striscia Oriz.	Striscia Vert.
Per Carico Ortogonale	0,0070	0,0187	0,0033	0,0088
Per Compressione della Muratura	0,0070	0,0187	0,0033	0,0088
Per Taglio della Muratura	0,0027	0,0137	0,0013	0,0064
Per Taglio della Malta	0,0024	0,0147	0,0069	0,0069

b) Commento dei risultati

Analizzando i valori dei coefficienti di verifica sopra riportati si possono formulare le seguenti considerazioni:

- Per tutti i Tamponamenti le verifiche effettuate con questo Modello di Resistenza presentano una maggiore sicurezza rispetto a quelle effettuate con il Modello Resistente a Flessione.

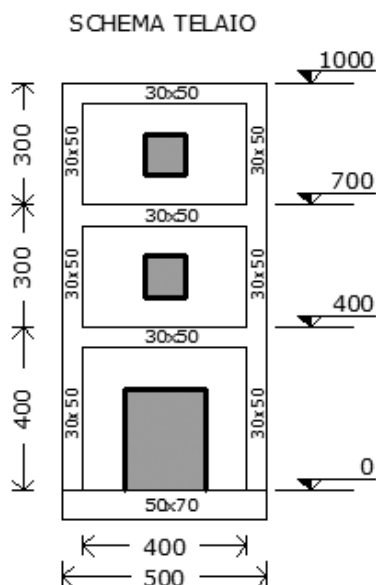
- Anche con questo Modello Resistente i Tamponamenti presentano una sicurezza maggiore nei confronti delle azioni ortogonali dovute al Sisma rispetto a quelle dovute al Vento.
- La sicurezza nei confronti delle sollecitazioni Taglianti risulta maggiore rispetto a quella nei confronti dello sforzo Normale di Compressione.

5.1.3. Esempio n. 3

In questo esempio si è ripreso l'Esempio n. 1 prevedendo, però, una apertura per ogni tamponamento.

La tabella seguente riporta le caratteristiche delle aperture.

Elev. n.	Dist.Bor.Sin. cm	Dist.Bor.Inf. cm	Larghezza cm	Altezza cm	Peso daN/m ²
1	100	0	200	250	15
2	150	75	100	100	15
3	150	75	100	100	15

**a) Verifiche per Azioni Ortogonali****Tamponamento n. 1**

COEFFICIENTE DI VERIFICA	VENTO		SISMA	
	Striscia Oriz.	Striscia Vert.	Striscia Oriz.	Striscia Vert.
Per Carico Ortogonale	0	0,3295	0	0,0734
Per Flessione della Muratura	0	0,3295	0	0,0734
Per Taglio della Muratura	0	0,0991	0	0,0221
Per Taglio della Malta	0	0,0307	0	0,0068

Tamponamento n. 2

COEFFICIENTE DI VERIFICA	VENTO		SISMA	
	Striscia Oriz.	Striscia Vert.	Striscia Oriz.	Striscia Vert.
Per Carico Ortogonale	0	0,1221	0	0,0483
Per Flessione della Muratura	0	0,1221	0	0,0483
Per Taglio della Muratura	0	0,0514	0	0,0204
Per Taglio della Malta	0	0,0169	0	0,0063

Tamponamento n. 3

COEFFICIENTE DI VERIFICA	VENTO		SISMA	
	Striscia Oriz.	Striscia Vert.	Striscia Oriz.	Striscia Vert.
Per Carico Ortogonale	0	0,1418	0	0,0603
Per Flessione della Muratura	0	0,1418	0	0,0603
Per Taglio della Muratura	0	0,0597	0	0,0254
Per Taglio della Malta	0	0,0185	0	0,0078

b) Verifiche per Azioni Complanari

COEFFICIENTE DI VERIFICA	TAMP. N. 1		TAMP. N. 2		TAMP. N. 3	
	Setto n. 1	Setto n. 2	Setto n. 1	Setto n. 2	Setto n. 1	Setto n. 2
Per Deformazione Ultima	0,162	0,162	0,453	0,453	0,647	0,647
Per Deformazione Limite	0,229	0,229	0,594	0,594	0,848	0,848

c) Commento dei risultati

Analizzando i valori dei coefficienti di verifica sopra riportati si possono formulare le seguenti considerazioni.

Relativamente alle Verifiche per Azioni Ortogonali

- I coefficienti relativi alle strisce orizzontali sono tutti nulli in quanto, in presenza di aperture, si prendono in considerazione soltanto le strisce verticali.
- Rispetto ai valori dell'Esempio n. 1, i coefficienti di verifica risultano maggiori in quanto la presenza delle aperture determina una minore sicurezza; nei tamponamenti della seconda e terza elevazione l'incremento è di circa il 20%, mentre per quello del piano terra, la presenza di una apertura di notevoli dimensioni, determina un coefficiente quasi doppio di quello dell'Esempio n. 1, ma comunque sempre < 1 .
- Tutti e tre i tamponamenti presentano una sicurezza maggiore nei confronti di azioni ortogonali dovute al Sisma rispetto a quelle dovute al Vento.

- La sicurezza nei confronti delle sollecitazioni Taglienti risulta maggiore rispetto a quella nei confronti delle sollecitazioni Flessionali.

Relativamente alle Verifiche per Azioni Complanari

- La presenza delle aperture comporta alti valori dei coefficienti di verifica che, per il tamponamento dell'ultima elevazione, risultano prossimi all'unità.
- La sicurezza nei confronti della Deformazione Limite risulta minore di quella rispetto alla Deformazione Ultima.
- Così come nell'Esempio n. 1, i Coefficienti di Verifica per Azioni Complanari risultano sempre maggiori di quelli per Azioni Ortogonali, ciò vuol dire che la crisi dei tamponamenti si verifica prevalentemente a causa delle Deformazioni Complanari indotte dalla struttura portante dell'edificio cui gli stessi appartengono.