



PROVINCIA DI PERUGIA



PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI  
DIPARTIMENTO PER I SERVIZI TECNICI NAZIONALI

# TERREMOTO IN UMBRIA E MARCHE DEL 1997 CRITERI DI CALCOLO PER LA PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI

VERIFICHE SISMICHE ED ESEMPI PER L'APPLICAZIONE DELLE DIRETTIVE TECNICHE

D.G.R. UMBRIA 5180/98 E D.G.R. MARCHE 2153/98 IN ATTUAZIONE L.61/98

## COORDINATORI

ADRIANO DE SORTIS · GIACOMO DI PASQUALE · UTILIO NASINI

## AUTORI

Provincia di Perugia:

STEFANIA AGLIETTI · LEONARDO ASPROMONTI · FABIO CAMPAGNACCI  
GABRIELE CANU · CESARE CORNELI · MARCELLA CRESTI · TINO GAGGIO  
LAURA MARCACCIOLI · UTILIO NASINI · BEATRICE PELLICCIA · FRANCESCA  
PIERETTI · MAURIZIO SANTANTONI · FRANCESCO SAVI · CLAUDIO SERAFINI

Servizio Sismico Nazionale:

ADRIANO DE SORTIS · GIACOMO DI PASQUALE

Gruppo Nazionale Difesa Terremoti/CNR:

FABRIZIO MOLLAOLI

In copertina: Carta delle intensità massime risentite  
prodotta dal Gruppo di lavoro GNDT-ING-SSN,  
promosso dal Dipartimento della Protezione Civile nel  
1996 (elaborazione grafica a cura di Marcella Rebuffat e Pierluigi Cara)

## **PRESENTAZIONE DEL SOTTOSEGRETARIO DI STATO ALLA PROTEZIONE CIVILE**

*La sequenza sismica che ha interessato le regioni Marche ed Umbria a partire dal 26.9.97 ha gravemente danneggiato un patrimonio edilizio di grande valore storico–architettonico. Gli indirizzi legislativi che hanno accompagnato la ricostruzione hanno tenuto conto di questa particolarità introducendo alcune importanti innovazioni rispetto alle norme per la ricostruzione post-sisma emanate in passato. Fra esse sono certamente rilevanti sia il ricorso al miglioramento sismico, come strategia prevalente di recupero e riqualificazione, sia l’attenzione dedicata alla microzonazione sismica.*

*Le due scelte operano sinergicamente nella direzione di una “ricostruzione compatibile”, ossia di un processo che consenta il recupero dei beni danneggiati nel rispetto delle loro caratteristiche storico–architettoniche e che, nello stesso tempo, abbia valenza preventiva nei confronti di eventi futuri. Il miglioramento sismico, infatti, consente una maggiore flessibilità rispetto all’adeguamento sismico nella scelta degli interventi di riparazione e ripristino. Attraverso la puntuale ricognizione delle caratteristiche (geologiche, morfologiche e topografiche) locali che possono modificare il moto del suolo, la microzonazione sismica fornisce gli elementi conoscitivi indispensabili al “dosaggio” degli interventi nell’ottica di una uniforme diminuzione del livello di rischio.*

*Per realizzare nel modo più efficace questa sinergia in pieno accordo con le norme tecniche vigenti, i Comitati tecnico–scientifici istituiti dalla L.61/98, hanno introdotto nelle direttive emanate per la ricostruzione i concetti di: “misura del livello di sicurezza conseguito” e “soglia minima di sicurezza connessi al miglioramento”.*

*Questa pubblicazione, che nasce dall’iniziativa di due Enti che hanno competenza istituzionale in materia, ha il lodevole obiettivo di fornire ai progettisti indirizzi sulle verifiche sismiche da effettuare in fase di progettazione, per poter efficacemente dimensionare l’intervento e valutarne i benefici.*

Prof. Franco Barberi

## **PRESENTAZIONE DELLA PROVINCIA DI PERUGIA**

*Questa pubblicazione ha lo scopo di fornire una serie di indirizzi chiari nell'ambito delle verifiche tecniche e della progettazione degli interventi di riparazione degli edifici danneggiati dal sisma che ha colpito l'Umbria e le Marche nel settembre del 1997.*

*Si tratta quindi di un'azione propositiva, su un tema di forte interesse procedurale come quello in oggetto, rivolto a tutti i tecnici progettisti impegnati nell'attività di ricostruzione degli edifici danneggiati dal sisma.*

*La scelta di produrre una pubblicazione in tal senso è legata ai compiti istituzionali della Provincia di Perugia, che da oltre 16 anni è delegata alla gestione della normativa sismica vigente con Legge Regionale n. 61/81.*

*La preziosa collaborazione con il Servizio Sismico Nazionale, sviluppata mediante un ampio confronto sulle problematiche in esame, conferisce all'intero lavoro una valenza tecnica che va al di là dell'ambito strettamente locale e tende ad inserirsi in un dibattito nazionale riguardante lo stato dell'arte delle normative relative più in generale alla ricostruzione a seguito di eventi calamitosi.*

*Con l'uscita delle normative tecniche emanate a seguito della Legge 30/3/98 n. 61 è, di fatto, iniziata la seconda parte dell'attività di ricostruzione, dopo i primi interventi previsti dall'Ordinanza Commissariale n. 61/97 per agevolare il rientro dei cittadini negli edifici dichiarati inagibili.*

*Il Servizio Controllo Costruzioni della Provincia di Perugia si è sempre caratterizzato nella sua attività affiancando alla funzione prettamente istituzionale di controllo una attività di costante riferimento e di supporto a livello di interpretazione della normativa e di consulenza ai liberi professionisti, al fine di avvicinare le istituzioni ai cittadini e nello specifico ai tecnici operanti nel settore edile.*

*Tale attività di diffusione delle conoscenze professionali in relazione al continuo evolversi delle normative riveste particolare importanza in questo momento in cui tutti i soggetti interessati, liberi professionisti e istituzioni pubbliche, sono chiamati al massimo sforzo per adempiere, con professionalità e sollecitudine, all'enorme mole di lavoro di ricostruzione degli edifici danneggiati dal sisma relativamente sia all'attività progettazione ed esecuzione degli interventi di ricostruzione sia all'attività di controllo da parte delle Amministrazioni preposte alla vigilanza sull'andamento della ricostruzione e sul rispetto delle normative sismiche vigenti.*

*E' opportuno ricordare che tale lavoro si inserisce comunque in un quadro più ampio di iniziative che vedranno coinvolti tutti gli Enti interessati, le categorie professionali, le maestranze, le forze economiche e sociali e i cittadini stessi al fine di assicurare una ricostruzione di qualità nel tempo più breve possibile.*

L'Assessore ai Lavori Pubblici  
Dott. Cesare Migliozi

Il Presidente  
Dott. Mariano Borgognoni

## **PRESENTAZIONE DEL SERVIZIO SISMICO NAZIONALE**

*Il Servizio Sismico Nazionale, per i suoi compiti istituzionali, è stato impegnato a in molte attività connesse con la sequenza sismica umbro-marchigiana che ha avuto inizio nel Settembre 1997.*

*Dapprima, in fase di emergenza, ha collaborato con il Dipartimento della Protezione Civile, le Regioni ed i Gruppi Nazionali di Ricerca GNDT e GNDCI alle attività di rilievo del danno e di verifica dell'agibilità, alla indagine macrosismica, alle ispezioni sui dissesti idrogeologici, al monitoraggio strumentale in campo libero e su edifici. Successivamente, in fase di avvio della ricostruzione, ha collaborato alle attività di microzonazione, di regolamentazione nei Comitati tecnico - scientifici e di formazione dei tecnici.*

*Il lavoro raccolto in questo libro si inserisce in questo secondo filone e si propone come un contributo ai tecnici impegnati nella ricostruzione per la migliore comprensione ed attuazione delle verifiche richieste dalle direttive tecniche emanate dalle Regioni nel quadro normativo nazionale. La naturale sinergia determinatasi con l'ufficio Controllo Costruzioni della provincia di Perugia ha permesso di approntare in tempi brevi un prodotto che spero contribuisca alla migliore qualità della ricostruzione.*

Dott. Roberto De Marco

## **PRESENTAZIONE DEI COMITATI TECNICO-SCIENTIFICI**

Quando si scrive un volume di questo genere, occorre avere il coraggio, da un lato, di fornire un quadro abbastanza generale, ma coerente, delle possibilità offerte e delle condizioni imposte dalle normative nazionali e regionali e dalle direttive tecniche prodotte dai Comitati Tecnico Scientifici, dall'altra di indicare quei percorsi preferenziali di verifiche, utili per ridurre ad un numero accettabile le combinazioni ed i casi da esaminare. Gli autori hanno dimostrato questo coraggio.

L'obiettivo si potrà considerare raggiunto se il volume sarà letto con lo spirito critico di chi vuole capire i criteri e la logica della progettazione piuttosto che avere solo formule valide "sempre" e pacchetti di progettazione "preconfezionati". In sostanza si dovrebbe ottenere il risultato di far riflettere chi affronta un problema di consolidamento distogliendolo da una pigra progettazione di routine.

E' ciò che auspichiamo per ottenere il risultato di ridurre il rischio sismico del patrimonio edilizio umbro-marchigiano danneggiato dai recenti eventi sismici, utilizzando al meglio le risorse economiche disponibili.

Il Presidente del Comitato Umbria  
Ing. Paolo Angeletti

Il Presidente del Comitato Marche  
Ing. Alberto Cherubini



# INDICE

## PARTE I – EDIFICI IN MURATURA

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
1.1. SCOPO DELLE VERIFICHE.....	5
1.2. TIPI DI VERIFICHE .....	6
1.2.1. <i>Verifiche locali</i> .....	6
1.2.2. <i>Verifiche globali</i> .....	7
<b>2. CRITERI DI CALCOLO .....</b>	<b>9</b>
<b>3. VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA ALLE AZIONI ORTOGONALI.....</b>	<b>13</b>
3.1. VERIFICA AL RIBALTAMENTO.....	13
3.2. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE .....	13
3.2.1. <i>Verifica secondo D.M. 20.11.87</i> .....	14
3.2.2. <i>Verifica secondo Circolare M.LL.PP. 30 Luglio 1981 n° 21745</i> .....	17
<b>4. VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA ALLE AZIONI NEL PIANO.....</b>	<b>19</b>
4.1. VERIFICA A TAGLIO E PRESSOFLESSIONE NELL'IPOTESI DI PIANI RIGIDI.....	20
4.1.1. <i>Verifica secondo il D.M. 20.11.87</i> .....	20
4.1.1.1. Verifica a taglio .....	20
4.1.1.2. Verifica a pressoflessione.....	22
4.1.2. <i>Verifica secondo la Circolare 30 Luglio 1981 n° 21745</i> .....	23
4.1.2.1. Verifica a taglio .....	23
4.1.2.2. Verifica a pressoflessione.....	24
4.2. VERIFICA A TAGLIO E PRESSOFLESSIONE NELL'IPOTESI DI PIANI DEFORMABILI .....	25
4.2.1. <i>Verifica secondo il D.M. 20.11.87</i> .....	26
4.2.1.1. Verifica a taglio .....	26
4.2.1.2. Verifica a pressoflessione.....	26
4.2.2. <i>Verifica secondo la Circolare 21745/81</i> .....	27
4.2.2.1. Verifica a taglio .....	27
4.2.2.2. Verifica a pressoflessione.....	28
4.3. VERIFICA A TAGLIO SEMPLIFICATA.....	28
<b>5. VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DEI COLLEGAMENTI.....</b>	<b>33</b>
<b>6. VERIFICHE IN FONDAZIONE .....</b>	<b>35</b>
6.1. PARAMETRI DI CALCOLO E VERIFICA .....	35
6.2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	35
<b>7. APPENDICE: METODI DI VERIFICA A CONFRONTO.....</b>	<b>37</b>
7.1. VERIFICA AL RIBALTAMENTO DELLA PARETE.....	37
7.2. VERIFICA DEI COLLEGAMENTI FRA PARETI E SOLAI E FRA PARETI .....	40
7.3. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE DEI MURI PER AZIONI ORTOGONALI AL PIANO.....	42
7.3.1. <i>Circolare 21745/81</i> .....	42
7.3.2. <i>Variante alla Circolare 21745/81</i> .....	43

7.3.3.	<i>D.M. 20.11.87</i> .....	43
7.3.4.	<i>Equilibrio limite di una parete vincolata ai bordi (rottura interna)</i> .....	45
7.3.5.	<i>Dominio di interazione M-N con tensioni limite uniformi</i> .....	46
7.3.6.	<i>Confronto fra i vari metodi di verifica analizzati</i> .....	47
<b>8.</b>	<b>ESEMPIO DI CALCOLO DI UN EDIFICIO IN MURATURA</b> .....	<b>49</b>
8.1.	INTRODUZIONE.....	49
8.2.	DETERMINAZIONE DELLE GRANDEZZE NECESSARIE ALLO STUDIO DEL PROBLEMA.....	49
8.2.1.	<i>Caratteristiche della muratura (Circ. Min. 30/07/81)</i> .....	49
8.2.2.	<i>Carichi dei solai (D.M. 16/01/96)</i> .....	49
8.3.	COMBINAZIONI DI CARICO .....	50
8.4.	AZIONI SISMICHE.....	50
8.5.	VERIFICA DI SICUREZZA AL RIBALTAMENTO ALLO STATO ATTUALE.....	50
8.6.	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NELLO STATO ATTUALE.....	52
8.6.1.	<i>Metodo di calcolo da Circolare M.LL.PP. 30.7.1981</i> .....	52
8.6.2.	<i>Metodo di calcolo da D.M. 20/11/87</i> .....	52
8.6.3.	<i>Considerazioni conclusive sulle verifiche a pressoflessione</i> .....	53
8.7.	VERIFICA A TAGLIO ALLO STATO ATTUALE.....	53
8.7.1.	<i>Metodo di calcolo da Circolare M.LL.PP. 30 Luglio 1981</i> .....	53
8.7.2.	<i>Metodo di calcolo da D.M. 20/11/87</i> .....	54
8.8.	QUADRO RIEPILOGATIVO STATO ATTUALE.....	55
8.9.	INTERVENTI PROGETTATI.....	56
8.10.	PARAMETRI DI CALCOLO DELLO STATO DI PROGETTO.....	57
8.11.	VERIFICA AL RIBALTAMENTO ALLO STATO DI PROGETTO.....	57
8.12.	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ALLO STATO DI PROGETTO .....	58
8.12.1.	<i>Metodo di calcolo da Circolare M.LL.PP. 30 Luglio 1981</i> .....	58
8.12.2.	<i>Metodo di calcolo da D.M. 20/11/87</i> .....	58
8.12.3.	<i>Considerazioni conclusive sulle verifiche a pressoflessione:</i> .....	59
8.13.	VERIFICA A TAGLIO ALLO STATO DI PROGETTO .....	59
8.13.1.	<i>Metodo di calcolo da Circolare M.LL.PP. 30.7.1981</i> .....	59
8.13.2.	<i>Metodo di calcolo da D.M. 20/11/87</i> .....	59
8.14.	VERIFICA IN FONDAZIONE.....	59
8.14.1.	<i>Modello di calcolo</i> .....	60
8.14.2.	<i>Valutazione delle azioni in fondazione</i> .....	60
8.15.	QUADRO RIEPILOGATIVO STATO DI PROGETTO .....	60
8.16.	LIVELLI DIFFERENZIATI DI INTERVENTO .....	61
8.16.1.	<i>Livello minimo di intervento</i> .....	61
8.16.2.	<i>Livello massimo di intervento</i> .....	62
8.17.	RISULTATI DELLE VERIFICHE.....	64
8.17.1.	<i>Verifica di sicurezza al ribaltamento allo stato attuale</i> .....	64
8.17.2.	<i>Verifica a pressoflessione allo stato attuale</i> .....	66
8.17.3.	<i>Verifica a taglio allo stato attuale</i> .....	66
8.17.4.	<i>Interventi progettati</i> .....	71
8.17.5.	<i>Verifica al ribaltamento allo stato di progetto</i> .....	71
8.17.6.	<i>Verifica a pressoflessione allo stato di progetto</i> .....	73
8.17.7.	<i>Verifica a taglio allo stato di progetto</i> .....	74
8.17.8.	<i>Verifica in fondazione</i> .....	78
8.18.	TAVOLE.....	79
8.18.1.	<i>Tavola 1</i> .....	79
8.18.2.	<i>Tavola 2</i> .....	80
8.18.3.	<i>Tavola 3</i> .....	81
8.18.4.	<i>Tavola 4</i> .....	82
8.18.5.	<i>Tavola 5</i> .....	83
8.18.6.	<i>Tavola 6</i> .....	84
8.18.7.	<i>Tavola 7</i> .....	85
8.18.8.	<i>Tavola 8</i> .....	86
8.18.9.	<i>Tavola 9</i> .....	87
8.18.10.	<i>Tavola 10</i> .....	88



8.18.11. Tavola 11 .....	89
8.18.12. Tavola 12 .....	90
8.18.13. Tavola 13 .....	91
8.18.14. Tavola 14 .....	92
<b>9. BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>93</b>

## PARTE II – EDIFICI IN CALCESTRUZZO ARMATO

<b>1. INTRODUZIONE.....</b>	<b>97</b>
<b>2. SINTESI DELLE PRESCRIZIONI NORMATIVE E COMMENTI.....</b>	<b>99</b>
2.1. PRESCRIZIONI GENERALI.....	99
2.2. INTERVENTI SU EDIFICI “SOTTO-SOGLIA”.....	99
2.3. INTERVENTI SU EDIFICI “SOPRA-SOGLIA”.....	100
2.4. ANALISI DI DANNO - VULNERABILITÀ E CRITERI DI PROGETTAZIONE .....	100
2.5. VERIFICHE SISMICHE .....	101
<b>3. STIMA DELLA RESISTENZA DELL’EDIFICIO ORIGINARIO .....</b>	<b>103</b>
3.1. PROPRIETÀ MECCANICHE DEI MATERIALI.....	103
3.1.1. Calcestruzzo .....	103
3.1.1.1. Resistenza a compressione.....	103
3.1.1.2. Modulo elastico .....	103
3.1.2. Acciaio .....	103
3.1.2.1. Quantità di armatura negli elementi strutturali .....	103
3.1.2.2. Tensione di snervamento.....	104
3.1.3. Murature e tamponature .....	104
3.1.3.1. Resistenza a compressione e taglio.....	104
3.1.3.2. Modulo elastico .....	104
3.2. INDIVIDUAZIONE DELLO SCHEMA STRUTTURALE.....	105
3.2.1. Ossatura portante .....	105
3.2.2. Orizzontamenti .....	105
3.2.3. Tamponature .....	105
3.3. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI DOVUTE AI CARICHI PERMANENTI .....	106
3.4. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI DOVUTE AL SISMA .....	107
3.4.1. Analisi statica equivalente .....	107
3.4.2. Analisi dinamica.....	107
3.4.3. Modello di calcolo.....	108
3.4.3.1. Analisi statica equivalente.....	108
3.4.3.2. Analisi dinamica.....	108
3.5. COMBINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI.....	108
3.6. CALCOLO DI $C_0$ .....	108
3.6.1. Pilastrini senza tamponature.....	109
3.6.2. Pilastrini con tamponature.....	109
3.6.3. Verifica delle tamponature per azioni ortogonali.....	109
3.6.3.1. Ribaltamento .....	110
3.6.3.2. Rotazione in mezzeria.....	111
<b>4. ANALISI DELLE CARENZE DA ELIMINARE.....</b>	<b>113</b>
4.1. REQUISITI DEL COMPORTAMENTO GLOBALE .....	113
4.1.1. Sistema di assorbimento delle forze orizzontali.....	113

4.1.2.	<i>Sistema a cui è affidata la portanza dei carichi verticali</i> .....	113
4.1.3.	<i>Distribuzione degli elementi resistenti a forze orizzontali ai fini di effetti torsionali</i> .....	113
4.1.4.	<i>Discontinuità negli elementi verticali resistenti alle azioni orizzontali</i> .....	113
4.1.5.	<i>Distribuzione delle zone tamponate</i> .....	114
4.2.	REQUISITI DEL COMPORTAMENTO LOCALE.....	114
4.2.1.	<i>Cornicioni, parapetti, mensole</i> .....	114
4.2.2.	<i>Rivestimenti esterni</i> .....	114
4.2.3.	<i>Vincolo delle tamponature esterne per azioni fuori dal piano</i> .....	114
4.2.4.	<i>Aderenza delle tamponature alla trave superiore</i> .....	114
4.2.5.	<i>Collegamento delle tamponature al telaio</i> .....	114
4.3.	REQUISITI PER MATERIALI E DANNI STRUTTURALI .....	114
4.3.1.	<i>Degrado dei materiali costituenti il sistema resistente verticale e orizzontale</i> .....	114
4.3.2.	<i>Stato di conservazione della malta delle tamponature</i> .....	115
4.3.3.	<i>Danni alle tamponature</i> .....	115
4.3.4.	<i>Danni alla ossatura portante</i> .....	115
<b>5.</b>	<b>STIMA DELLA RESISTENZA DELL'EDIFICIO RIPRISTINATO</b> .....	<b>117</b>
5.1.	PROPRIETÀ MECCANICHE DEI MATERIALI.....	117
5.2.	INDIVIDUAZIONE DELLO SCHEMA STRUTTURALE.....	117
5.3.	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI DOVUTE AI CARICHI PERMANENTI .....	118
5.4.	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI DOVUTE AL SISMA .....	118
5.5.	COMBINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI .....	118
5.6.	CALCOLO DI $C_{FIN}$ .....	118
<b>6.</b>	<b>ESEMPIO DI CALCOLO DI UN TELAIO IN C.A.</b> .....	<b>119</b>
6.1.	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA PRIMA DEGLI INTERVENTI.....	119
6.2.	CALCOLO DI $C_0$ .....	120
6.3.	PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI E CALCOLO DI $C_{fin}$ .....	121
6.4.	RISULTATI DELLE VERIFICHE SULLA STRUTTURA PRIMA DEGLI INTERVENTI .....	122
6.5.	RISULTATI DELLE VERIFICHE SULLA STRUTTURA DOPO GLI INTERVENTI.....	127
<b>7.</b>	<b>APPENDICE: CALCOLO APPROSSIMATO DI <math>C_0</math></b> .....	<b>133</b>
7.1.	PILASTRI SENZA TAMPONATURE.....	134
7.2.	PILASTRI CON TAMPONATURE .....	134
<b>8.</b>	<b>APPENDICE: MODELLAZIONE DELLE TAMPONATURE</b> .....	<b>137</b>
8.1.	CARATTERIZZAZIONE DELLA MURATURA .....	137
8.2.	TAMPONATURE CON APERTURE.....	138
<b>9.</b>	<b>APPENDICE: SCHEMI DI RICONOSCIMENTO DELLA GRAVITA' DEL DANNO</b> .....	<b>141</b>
<b>10.</b>	<b>BIBLIOGRAFIA</b> .....	<b>143</b>

PARTE I

**EDIFICI IN MURATURA**



## 1. PREMESSA

La normativa tecnica per il riparazione e la ricostruzione degli edifici danneggiati dal sisma di cui alla Delibera Regionale n. 5180 del 14.9.98 si inserisce in un quadro normativo legato al rispetto della Legge n. 64 2.2.74 e successivi decreti. Gli interventi previsti dalla Legge n. 61 del 30.3.98 sono generalmente riconducibili al miglioramento sismico definito al punto C.9.1.2 del D.M. 16.1.96. Fanno, ovviamente, eccezione gli interventi di demolizione e ricostruzione degli edifici, o comunque quelli che ne alterano profondamente il comportamento, il cui ambito è quello della normativa relativa alle nuove costruzioni in zona sismica, oppure quello dell'adeguamento. Il miglioramento sismico nella normativa nazionale ha valenza essenzialmente propositiva, essendo costituito da una serie di raccomandazioni di tipo qualitativo, e si pone l'obiettivo di migliorare il comportamento sismico dell'edificio attraverso una serie di interventi localizzati e congruenti che non alterino il comportamento strutturale globale. Questa impostazione, se non accompagnata da un giudizio quantitativo sul livello di sicurezza raggiunto, può rappresentare il vero e proprio limite di tale approccio, poiché, specialmente nell'ambito di una concessione contributiva, non permette una corretta individuazione del rapporto costi/benefici dell'intervento. La ragione di questa impostazione è nel fatto che la norma implicitamente riconosce alle costruzioni esistenti la possibilità di attingere a risorse strutturali sulle quali non si fa affidamento per le strutture di nuova progettazione. Tali risorse trovano la loro origine in materiali e tecniche oggi non più diffuse e in modifiche che, spesso a più riprese, hanno interessato l'edificio e che il progettista è chiamato ad evidenziare. Le complessità insite in queste strutture mal si prestano ad essere inquadrare in schemi formali e vincolanti di valutazione della sicurezza, propri delle opere "ingegnerizzate". Si possono, però, usare modelli semplificati per affiancare ad un'analisi qualitativa del comportamento strutturale anche alcune "misure di sicurezza" che colgono gli aspetti fondamentali di tali comportamenti. In questo senso la Circolare LL.PP. n. 65 del 10.4.97, al punto C.9.1.2., stabilisce che *ovviamente, per ogni intervento, deve essere valutata, in forma anche semplificata, la sicurezza strutturale finale e l'incremento di sicurezza conseguito*. E' chiaro l'intento di coniugare la necessità di lasciare liberi i progettisti di scegliere gli schemi di volta in volta più adatti con l'opportunità di misurare comunque la sicurezza. L'esercizio di pervenire a questa misura diventa un aiuto per individuare i punti vulnerabili e gli interventi più efficaci e la misura stessa consente di quantificare il rapporto fra i benefici ottenuti in termini di sicurezza ed i costi sostenuti. Tale rapporto, sempre importante in qualunque intervento, diventa fondamentale allorché si impiegano risorse pubbliche. La prima risposta è già stata data nell'ambito dell'Ord. Commissariale 61/97 (D.C.D. 121/97 nelle Marche) definendo come obbligatori una serie di interventi "minimi". Questo è stato il primo tentativo di rendere tangibile e riscontrabile in modo pragmatico il miglioramento sismico raggiunto. La normativa tecnica Delibera Regionale n. 5180 del 14.9.98, emanata a seguito della Legge 61/98, va oltre questa impostazione, poiché definisce una serie di categorie di intervento per ogni livello di

danneggiamento e vulnerabilità dell'edificio, associa interventi strutturali minimi a livelli economici di contributo, fornendo una misura minima di sicurezza da raggiungere nell'ambito del miglioramento sismico, e richiede che la progettazione sia corredata da verifiche numeriche che consentano di stabilire:

- il grado di sicurezza dell'edificio nei confronti del sisma nelle condizioni pre-evento;
- il grado di sicurezza dopo l'esecuzione degli interventi previsti.

Prima di effettuare le operazioni di verifica sopra citate, occorre definire un quadro di interpretazione normativo e procedurale tale da consentire la massima coerenza degli interventi con la normativa sismica vigente in ambito nazionale. Per quanto riguarda gli edifici in muratura, si è cercato di indicare un percorso di verifica applicabile sia alle costruzioni nuove che alle esistenti, nel quale fosse possibile la contemporanea convivenza dell'approccio proprio della Circolare LL.PP. n. 21745 del 30.7.81 con il D.M. 20.11.87 "Norme Tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento", entrato nel novero delle norme da rispettare in zona sismica. Tale approccio metodologico segue quello già contemplato nel recente Commentario curato dall'ANIDIS e dal Servizio Sismico Nazionale [M10], che è stato utilizzato come ausilio per le scelte qui adottate. Ovviamente è fatta salva la possibilità per il progettista di riferirsi a schemi alternativi che, a suo giudizio, meglio si prestano a descrivere la particolare situazione che sta analizzando. Per fornire un aiuto in questo senso, sono riportati in Appendice 7 alcuni confronti fra diversi metodi di verifica. Per unificare i criteri di verifica per le costruzioni in muratura, sono stati definiti alcuni principi sui quali basare la procedura di calcolo:

1. Approccio di calcolo secondo il Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite. Le sollecitazioni si valutano con la formula di combinazione di cui al D.M. 16.1.96 "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" - punto B.8.2. Si ritiene accettabile, ai fini dello snellimento del lavoro di progettazione e verifica, la scelta a priori di un numero minimo di combinazioni sfavorevoli, anche alla luce del comportamento tipico della muratura. Si ritiene, quindi, ragionevole considerare le due combinazioni a cui corrispondono rispettivamente il massimo sforzo normale (per la presenza simultanea di tutti i carichi verticali), e la massima eccentricità (considerando il minimo carico verticale) sul maschio murario. Quest'ultima combinazione risulta in genere più gravosa per la verifica a taglio nel piano della muratura.

2. Azioni sismiche di progetto definite al punto C.6 del D.M. 16.1.96 (forze statiche equivalenti). Il coefficiente di struttura è assunto pari a:

$$\beta = \beta_1 \times \beta_2 = 4$$

Il coefficiente di fondazione  $\epsilon$  è pari al coefficiente di amplificazione  $F_a$  derivante dagli studi di microzonazione, effettuati per tener conto degli effetti di sito nella caratterizzazione dell'azione sismica. Tale parametro, che è funzione della proprietà geotecniche, geologiche e morfologiche del sito, ha un campo di variabilità generalmente compreso nell'intervallo 1÷2.

3. Resistenza delle murature assunta in relazione alla tipologia, alla qualità e allo stato di conservazione del sistema murario. L'effettiva resistenza delle murature può essere accertata mediante apposite indagini sperimentali. In mancanza di tali dati, si potranno assumere come utile riferimento i valori indicati nella Tabella 1 della Circolare LL.PP. n. 21745 del 30.7.81. Tali resistenze potranno essere utilizzate come valori di calcolo ( $\gamma_m=1$ ) o come valori caratteristici a rottura, a seconda del metodo utilizzato (v. oltre).

4. Stesse modalità di verifica sia per la situazione pre-evento che per quella di progetto. Si

propongono in alternativa l'impostazione secondo il D.M. 20.11.87 e quella secondo la Circolare LL.PP. n. 21745 del 30.7.81. La scelta di proporre due percorsi di verifica diversi a fronte di combinazioni di azioni determinate in modo unico crea una frattura con il passato, essenzialmente per il fatto che la Circolare n. 21745 prevedeva la determinazione delle azioni "nel modo più sfavorevole", quindi senza moltiplicatori di carico. La presente proposta, però, ha il pregio di ricondurre la Circolare nell'alveo del metodo agli stati limite, avendo verificato che nella maggioranza dei casi i risultati sono generalmente congruenti con quelli ottenibili dall'applicazione del D.M. 20.11.87.

### **1.1. SCOPO DELLE VERIFICHE**

Gli scopi di queste verifiche sono diversi. Il più importante è di guidare la progettazione degli interventi in modo da individuare i comportamenti che maggiormente influenzano la vulnerabilità del manufatto e gli interventi più efficaci per ridurla. In questo modo è possibile anche ottimizzare le risorse finanziarie disponibili attraverso il sistematico confronto fra i costi di intervento e i benefici ottenuti in termini di sicurezza. Ovviamente il calcolo non è l'unico ingrediente della progettazione che molto deve basarsi, per gli edifici esistenti, su una approfondita conoscenza di tecnologie, materiali, storia delle trasformazioni subite dai beni. Esso ha, tuttavia, il pregio di fornire uno strumento di analisi che, pur con i limiti derivanti dalla difficoltà di schematizzare strutture spesso "non ingegnerizzate", può essere assunto come utile e omogeneo riferimento per la riduzione del rischio. Le verifiche hanno, d'altra parte, una tradizione consolidata, anche se ad ogni terremoto esse vengono rimesse in discussione dal confronto con il comportamento reale delle costruzioni, come è opportuno che avvenga per migliorarne sempre di più l'affidabilità. Questa tradizione fonda su diversi esempi di applicazione in ricostruzioni post-sisma (Friuli, 1976; Valnerina, 1979; Irpinia, 1980; Abruzzo - Umbria, 1984) nelle quali esse sono state utilizzate come mezzo di verifica del raggiungimento degli obiettivi fissati in termini di sicurezza. Questi ultimi a volte sono stati scelti coincidenti con l'adeguamento sismico, ossia con il rispetto di requisiti paragonabili a quelli di costruzioni nuove, altre volte sono stati fissati ad un livello inferiore o superiore. Come esempio di scelta di livello inferiore si ricorda, ad esempio, la "riattazione" del sisma del 1984 in Abruzzo e Umbria, alla quale era associato un livello di protezione dal sisma pari al 50% di quello corrispondente all'adeguamento. Questa stessa logica è stata perseguita anche negli interventi disciplinati dall'Ord. 61 per l'Umbria e dal D.C.D. 121 per le Marche quando, per l'ammissibilità a contributo, è stato richiesto di dimostrare che la resistenza convenzionale a taglio nelle condizioni precedenti al sisma non fosse inferiore al 50% di quella corrispondente all'adeguamento, in modo che un intervento di semplice miglioramento, con incremento di sicurezza non quantificato, portasse ad una protezione comunque superiore. Con le direttive emanate dal CTS la scelta effettuata è intermedia fra la riattazione e l'adeguamento, essendo stabilito un livello minimo di protezione sismica pari al 65% dell'adeguamento, ma con un significativo elemento di novità dato dalla considerazione degli effetti di amplificazione locale dell'azione sismica. Proprio questo elemento, visto il suo peso assolutamente rilevante, è stato fra i fattori che hanno condizionato la scelta del livello 65%. Con semplici prove di calibrazione si è visto, infatti, che questo livello consente nella maggior parte dei casi di conciliare i requisiti di sicurezza con le esigenze di conservazione e tutela del patrimonio edilizio.

## 1.2. TIPI DI VERIFICHE

Il percorso logico da seguire parte dall'analisi del danno e degli elementi fondamentali di vulnerabilità. L'analisi del danno è fondamentale in quanto, da un lato evidenzia le necessità di riparazione, ma dall'altro consente anche di sfruttare il "collaudo sismico" per capire quali siano i meccanismi resistenti attivati ed i possibili modi di collasso da contrastare. L'analisi di vulnerabilità, sempre utile, diventa indispensabile in tutti i casi nei quali il "collaudo sismico" abbia raggiunto livelli modesti, molto inferiori a quelli attesi nella zona. In questi casi potrebbero non essersi manifestate carenze che, però, potrebbero produrre comportamenti indesiderati sotto sismi più forti. L'analisi di vulnerabilità può essere efficacemente supportata da modelli strutturali in grado di simulare tali comportamenti e di associare a ciascuno di essi una misura della sicurezza nei confronti dell'azione sismica. Tali modelli devono consentire di cogliere con appropriato dettaglio sia fatti locali, come l'inflessione della singola parete fuori dal suo piano o il funzionamento di una catena, sia comportamenti d'insieme, come la risposta complessiva dell'edificio all'azione sismica. Il percorso più intuitivo da seguire, quindi, parte dall'analisi dei comportamenti locali, che permettono di verificare le relazioni fra i vari elementi strutturali, procede a verificare gli assemblaggi degli stessi e giunge, infine, allo studio del comportamento d'insieme della struttura.

### 1.2.1. Verifiche locali

I comportamenti locali più importanti dal punto di vista sismico sono quelli che possono attivarsi per carenza di collegamenti o per carenza di resistenza dei muri fuori dal loro piano. Al primo tipo possono essere ascritti i fenomeni di separazione fra elementi costruttivi: ad esempio lo scorrimento delle travi dei tetti, lo sfilamento delle travi di solaio dai muri, il ribaltamento di comignoli, parapetti, o, anche, di pareti fuori dal loro piano. In Fig. 1.1, tratta da Giuffrè [M12] sono riportati alcuni meccanismi del tipo detto: in particolare i tipi A e B sono classici ribaltamenti della parete fuori dal piano nei quali cambia solo la posizione della lesione di distacco. Nel caso D il meccanismo di ribaltamento è complicato dalla flessione della parete anche nel piano orizzontale, favorita dall'azione spingente degli elementi di copertura. Nel caso E il ribaltamento è aggravato dallo sfilamento delle travi di solaio che impediscono la possibile chiusura parziale delle lesioni. Il caso C, infine, è una rottura per flessione e taglio dei muri paralleli all'azione del sisma: rappresenta quindi un fenomeno di rottura nel piano del muro che può essere analizzato solo a valle di un calcolo globale della ripartizione delle sollecitazioni fra gli elementi resistenti (v. oltre). La verifica dei meccanismi locali consente di dimensionare le giunzioni e gli elementi singoli in modo da evitare le separazioni dette ed i collassi parziali e di poter quindi analizzare meccanismi di livello gerarchico superiore, nei quali la compartecipazione fra elementi diversi è assicurata e si può valutare la resistenza di un loro "assemblaggio". Il caso tipico è la resistenza delle pareti in direzione ortogonale al piano: una volta che il ribaltamento sia stato impedito dalla predisposizione di idonei vincoli di estremità della parete (ammorsature efficaci, connessioni travi-parete e solaio-pareti, catene e profilati con funzione di cordoli, cordoli) occorre verificare che il modello strutturale "più vincolato" determinatosi risponda anche agli obiettivi di sicurezza fissati. Queste verifiche possono essere condotte con diverse modalità, chiarite sia in disposti di legge vigenti, sia in norme utilizzate in passato o in altre nazioni, sia, infine, nelle molte ricerche sull'argomento. In questa pubblicazione ci si è riferiti sia alle indicazioni fornite dal D.M. 20.11.1987, richiamato al punto



C.5.1 del D.M. 16.1.96, sia alla Circolare Min. LL.PP. 21745 del 30.7.81.

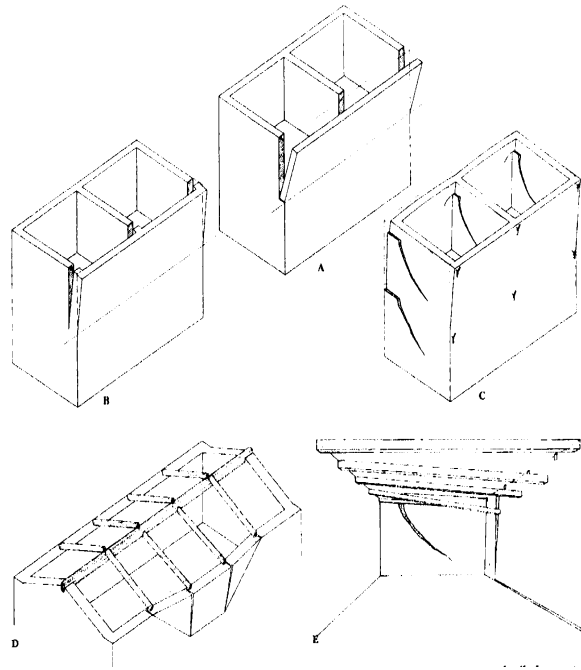
### 1.2.2. *Verifiche globali*

Dopo aver verificato che le singole parti dell'edificio abbiano la richiesta resistenza nei confronti del sisma, occorre assicurarsi che una resistenza simile sia garantita dal comportamento globale dell'edificio. Per gli edifici esistenti in muratura il comportamento che si cerca di realizzare è il "comportamento scatolare" dell'insieme pareti – orizzontamenti, che garantisce l'ottimale sfruttamento delle risorse strutturali disponibili. Non sempre questo obiettivo può essere perseguito con assoluta coerenza e, anzi, può essere opportuno, a volte, accettare comportamenti diversi. Può essere, ad esempio, il caso dei grandi edifici in muratura con solai in legno o a volte, nei quali a causa delle dimensioni geometriche rilevanti dell'edificio e della natura degli orizzontamenti può essere opportuno rinunciare all'obiettivo del "piano rigido" e sulla conseguente ripartizione dell'azione sismica per fare affidamento su resistenze individuali di singoli muri. La resistenza ad azioni nel piano può essere valutata con mezzi diversi in funzione della particolare situazione considerata (regolarità strutturale, numero di piani, condizioni di vincolo) e dell'importanza dell'opera. Una prima possibilità è di utilizzare il metodo VeT, che consiste nel confrontare l'azione sismica di riferimento con la resistenza a taglio massima di piano disponibile. L'approccio è molto semplice, sostanzialmente coincide con la valutazione di  $C_{conv}$  riportata nell'Ord. 61/97: non si prevedono limiti di duttilità, si trascurano eventuali eccentricità in pianta fra centro delle masse e delle rigidità e si assume che il meccanismo di rottura sia sempre la rottura per taglio nei maschi murari. La stima della resistenza complessiva che si ottiene è molto grossolana, va quindi limitata a casi di modestissima importanza, di edifici regolari con basso numero di piani e con distribuzione dei carichi verticali abbastanza uniforme fra i setti. Una seconda possibilità, probabilmente quella più spesso utilizzata nelle ricostruzioni, consiste nell'utilizzare un metodo tipo POR, metodo che fa riferimento essenzialmente al meccanismo di rottura per taglio dei maschi murari, con o senza controllo di duttilità, e alla ripartizione delle forze sismiche operata da orizzontamenti infinitamente rigidi nel proprio piano. Un uso indiscriminato di questa metodologia ha portato a volte, in passato, a progettare interventi assai pesanti, mirati ad ottenere una corrispondenza fra edificio e modello senza valutare criticamente la possibilità di effettuare scelte alternative. Il metodo è ampiamente collaudato e normato attraverso la Legge 219/81 e la circolare LL.PP. n. 21745 del 30.7.81, ancora operante per alcune zone d'Italia soggette a recuperi post-sisma. I due riferimenti citati stabiliscono un percorso completo per l'analisi delle azioni, lo studio delle sollecitazioni e le verifiche. Le verifiche del maschio murario sono effettuate nei confronti di:

- resistenza a taglio per azioni agenti nel piano del maschio,
- resistenza a pressoflessione per azioni ortogonali al piano.

Il D.M. 16.1.96, per la prima volta, consente la verifica con il metodo degli stati limite in zona sismica e stabilisce l'applicabilità dei criteri riportati nel D.M. 20.11.87, originariamente scritti per zone non sismiche. La novità più rilevante rispetto al metodo riportato nella circolare 21745 è l'introduzione degli effetti dell'eccentricità nelle verifiche a taglio. Questa grandezza, infatti, oltre ad entrare in gioco nella verifica di pressoflessione, nel piano e fuori dal piano, mediante un coefficiente riduttivo dell'area resistente, influenza direttamente la resistenza a taglio attraverso la parzializzazione della sezione. L'eccentricità, inoltre, viene limitata ad un valore non superiore al doppio di quello corrispondente al raggiungimento della decompressione

del lembo meno caricato della parete. Le prescrizioni suddette, unite alla diversa formulazione della variazione della resistenza caratteristica in funzione della tensione normale, conducono a volte a risultati molto più cautelativi di quelli forniti dall'applicazione della Circolare,



- A) e B) ribaltamento di parete di facciata esterna con separazione dalle pareti ortogonali,
- C) lesioni da flessione e taglio nei muri portanti paralleli alla direzione dell'azione sismica,
- D) ribaltamento di porzione di parete facilitato dall'azione della copertura non legata e spingente,
- E) ribaltamento di facciata e lesioni a flessione e taglio favorito dallo sfilamento delle travi di solaio.

**Figura 1.1: Alcuni possibili meccanismi di collasso di edifici in muratura (Giuffrè, 1992)**

soprattutto ai piani alti. In diversi casi, quindi, si individuano come più soggetti alla rottura per taglio e flessione i maschi dei piani più alti, cosa che raramente è stata osservata a seguito di terremoti. Probabilmente, le disposizioni riportate nel D.M. del 1987 sono tarate su azioni orizzontali di modesta entità e notevole durata (vento) e quindi comportano qualche difficoltà di applicazione se impiegate nel caso di verifiche a rottura con azioni di notevole entità quali sono quelle sismiche. Per quanto detto negli esempi sviluppati si è preferito fare riferimento al D.M. del 1987 trascurando però la parzializzazione per effetto della flessione nel piano del maschio murario. In questo modo i risultati ottenuti sono vicini a quelli ricavabili dall'applicazione della circolare del 1981, con la quale sono stati effettuati continui confronti.

## 2. CRITERI DI CALCOLO

I criteri e le modalità di calcolo che vengono indicati sono basati sulle seguenti ipotesi:

1. L'approccio di calcolo segue il Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite.
2. La resistenza, in quanto scelta essenzialmente progettuale, è assunta in relazione alla tipologia, alla qualità e allo stato di conservazione del sistema murario. L'effettiva resistenza delle murature può essere accertata mediante apposite indagini sperimentali. In mancanza di tali dati, potranno costituire utile riferimento i valori indicati nella Tabella 1 della Circolare LL.PP. n. 21745 del 30.7.81 (v. Tab. 2.1). Tali resistenze sono assunte con il valore caratteristico a rottura ( $\gamma_m = 1$ ).

TIPO DI MURATURA		$\tau_k$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_k$ (t/m <sup>2</sup> )
MURATURE NON CONSOLIDATE NON LESIONATE	Mattoni pieni Malta bastarda	12	300
	Blocco modulare con caratteristiche rispondenti alle prescrizioni D.M. 03-03-1975 (29 x 19 x 19 cm) - Malta bastarda	8	250
	Blocco in argilla espansa o calcestruzzo - Malta bastarda	18	300
	Murature in pietra (in presenza di ricorsi di mattoni estesi a tutto lo spessore del muro, il valore rappresentativo di $\tau_k$ può essere incrementato del 30%) a) pietrame in cattive condizioni b) pietrame grossolanamente squadrato e ben organizzato c) a sacco in buone condizioni	2 7 4	50 200 150
	Blocchi di tufo di buona qualità	10	250
	MURATURE NUOVE: VEDI D.M. 20-11-1987		
MURAT. CONSOL.	Mattoni pieni, pietrame squadrato, consolidate con 2 lastre in calcestruzzo armato da cm. 3 (minimo)	18	500
	Pietrame iniettato	11	300
	Murature in pietra a sacco consolidate con 2 lastre in cls armato da cm. 3		

G = modulo elastico a taglio = 1100  $\tau_k$  (t/m<sup>2</sup>)

E = modulo elastico = 6 G

**Tabella 2-1: Valori di resistenza caratteristici per diversi tipi di murature**

3. Le modalità di verifica possono seguire l'impostazione di calcolo del D.M. 20.11.87 "Norme Tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento" o quella della Circolare L.PP. n. 21745. In ogni caso la modellazione di calcolo dovrà risultare aderente all'effettivo comportamento della struttura.

4. Le sollecitazioni sono valutate con la formula di combinazione di cui al punto B.8.2 del

D.M. 16.01.96 “Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche”:

$$\alpha'_P \pm \gamma_E \alpha$$

in cui  $\alpha$  sono le sollecitazioni dovute al sisma convenzionale,  $\gamma_E = 1$  per gli edifici in muratura, mentre  $\alpha'_P$  sono le sollecitazioni dovute ai carichi verticali valutate secondo la seguente espressione:

$$\alpha'_P = \gamma_G G_k + \gamma_P P_k + \gamma_q [(Q_{1k} + \sum(\psi_{0i} Q_{ik})]$$

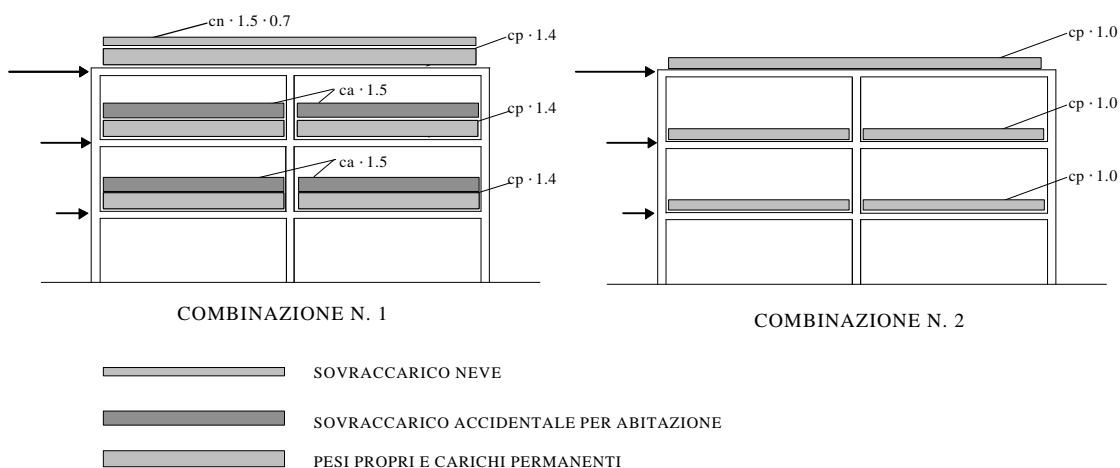
dove:

- $G_k$  = valore caratteristico delle azioni permanenti
- $P_k$  = valore caratteristico della forza di precompressione
- $Q_{1k}$  = valore caratteristico del sovraccarico variabile di base
- $Q_{ik}$  = valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti
- $\gamma_g$  = 1.4 (oppure 1 se il contributo è a favore della sicurezza)
- $\gamma_p$  = 1.2 (oppure 0.9 se il contributo è a favore della sicurezza)
- $\gamma_q$  = 1.5 (oppure 0 se il contributo è a favore della sicurezza)
- $\psi_{0i}$  = 0.7 per carichi variabili di esercizio e neve = 0.0 per il vento

Si ritiene accettabile, ai fini dello snellimento del lavoro di progettazione e verifica, la scelta a priori di un numero minimo di combinazioni sfavorevoli, anche alla luce delle caratteristiche peculiari del comportamento della muratura. A questo proposito si può ritenere ragionevole considerare le combinazioni a cui corrisponde sul maschio murario il massimo sforzo normale (per la presenza simultanea di tutti i carichi verticali amplificati), e la massima eccentricità (considerando il minimo carico verticale), come descritto in Fig. 2.1.

Si può assumere come valore caratteristico del sovraccarico variabile di base  $Q_{1k}$  quello attribuibile alla tipologia di carico più ricorrente nell'edificio.

COMBIN. DI CARICO	$\gamma_g$	$\gamma_q$	$Q_{1k}$	$0.7 Q_{ik}$	ANALISI DEI CARICHI
1	1.4	1.5	abitazione	0.7 neve	1 - Carichi permanenti (cp) 2 - Sovraccarico accidentale per abitazione (ca)
2	1.0	0.0	--	--	3 - Sovraccarico accidentale per neve (cn)



**Figura 2.1: Esempio di edificio a due piani adibito a civile abitazione**

Potrà suscitare qualche perplessità il fatto di determinare le sollecitazioni allo stesso modo, sia quando si effettuano verifiche con il metodo agli stati limite, sia quando si utilizza la

circolare n. 21745. Effettivamente, in questo secondo caso, si modifica un metodo consolidato, alterando il rapporto tra livello delle azioni e verifiche. Svolgendo un certo numero di esempi si è visto, però, che nella concreta applicazione le differenze di risultato sono mediamente accettabili, in quanto la condizione generalmente determinante ai fini delle verifiche è quella con i carichi verticali più bassi ( $\gamma_G = 1 \quad \gamma_q = 0$ ).

5. Per la valutazione delle azioni sismiche negli edifici in muratura si fa riferimento al punto C.6 del D.M. 16.01.96, utilizzando il metodo dell'analisi statica equivalente. Le forze alle diverse quote sono applicate in corrispondenza dei baricentri dei pesi sismici, i quali generalmente possono essere riportati alle quote dei solai.

La forza orizzontale  $F_i$  alla generica quota, secondo una prefissata direzione, si ottiene dalla relazione:

$$F_i = K_{hi} W_i$$

essendo:

$$K_{hi} = C R \varepsilon \beta \gamma_i I \qquad W_i = G_i + sQ_i$$

dove  $s$  è coefficiente di riduzione dei sovraccarichi determinabile dalla Tabella 5 del D.M. 16.1.1996 in funzione della destinazione d'uso dei locali. Tale coefficiente deve essere utilizzato esclusivamente per la valutazione delle azioni sismiche convenzionali, risultando indipendente dalle modalità di combinazione dei carichi verticali.

Le azioni sismiche da prendere in considerazione, così come definite al punto C.6 del D.M. 16.1.96, sono modellate come azioni statiche equivalenti. Il coefficiente di struttura è:

$$\beta = \beta_1 \beta_2 = 4$$

Il coefficiente di fondazione  $\varepsilon$  è pari al coefficiente di amplificazione  $F_a$  derivante dagli studi di microzonazione.

6. In accordo con le Direttive Tecniche [M8], il progettista dovrà dimostrare: a) che l'edificio e le sue parti siano in grado di sopportare almeno una azione sismica orizzontale valutata assumendo per il coefficiente di intensità sismica il valore  $C = 0.65 C_{rif}$  e per il coefficiente di fondazione il valore  $\varepsilon = F_a$ ; b) l'entità del miglioramento conseguito rispetto alla situazione originale dell'edificio.

A tal fine il progettista calcolerà nelle condizioni originarie non danneggiate il valore di  $C$  che, inserito nella definizione delle azioni sismiche, porta la struttura al collasso secondo uno dei meccanismi considerati. Tale valore viene indicato con  $C_0$ .

Analogamente il progettista calcolerà nella situazione di progetto (cioè dopo la realizzazione degli interventi) il valore di  $C$  che inserito nell'azione sismica orizzontale porta la struttura al collasso secondo uno dei meccanismi considerati. Tale valore viene indicato con  $C_{fin}$ . La verifica consiste nel controllare che  $C_{fin} > 0.65 C_{rif}$  e che  $C_{fin} > C_0^1$ .

7. Per quanto riguarda la definizione di edificio, occorre far riferimento all'Allegato A della deliberazione della Giunta regionale n. 5180 del 14 settembre 1998 che così recita:

*Si intende per edificio un fabbricato con continuità strutturale, delimitato da cielo a terra da pareti verticali portanti cieche, tranne che per aperture su strade e spazi liberi. Possono comportare eccezioni pareti con modeste aperture, quando le*

---

<sup>1</sup> Per gli edifici in muratura il coefficiente di intensità sismica di riferimento assume il valore di  $C_{rif} = 0.07$  per le zone di II categoria e di  $C_{rif} = 0.04$  per le zone di III categoria e per le zone non sismiche. Le verifiche condotte in fase di progetto dovranno quindi mostrare che, a seguito dell'intervento, l'edificio sia in grado di sopportare azioni orizzontali calcolate come indicato al precedente punto 6., assumendo  $C = 0,0455$  per le zone di II categoria e  $C = 0,026$  per le zone di III categoria o non sismiche.

*porzioni del fabbricato ad esso adiacenti abbiano caratteristiche strutturali diverse (non configurandosi l'edificio come unico organismo statico che realizza una completa solidarietà strutturale), ad esempio:*

- a) fabbricati costruiti in epoche diverse;*
- b) fabbricati costruiti con materiali diversi;*
- c) fabbricati con solai posti a quota diversa;*
- d) fabbricati aderenti solo in minima parte.*

8. Sulla base di quanto richiesto dalle Direttive Tecniche di attuazione della Legge 30.Marzo 1998 n° 61, la valutazione della resistenza dell'edificio allo stato attuale non danneggiato e allo stato di progetto deve essere effettuata tenendo conto dei possibili tipi di rottura della struttura; il progettista dovrà quindi quantificare il livello di sicurezza originario e conseguito rispetto almeno ai seguenti meccanismi di collasso:

- **ribaltamento** di una intera parete o di una sua parte per rotazione rigida;
- collasso per **pressoflessione** del pannello murario per azioni fuori dal piano;
- crisi dei **collegamenti**;
- rottura a **taglio** della muratura per azioni contenute nel piano medio;
- collasso per **pressoflessione** del pannello murario per azioni nel piano.

### 3. VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA ALLE AZIONI ORTOGONALI

L'azione sismica ortogonale alla singola parete è rappresentata da un carico orizzontale distribuito pari a  $\beta C$  volte il peso della parete e da forze orizzontali concentrate pari a  $\beta C$  volte il carico trasmesso dagli orizzontamenti che si appoggiano su di essa, se questi non sono efficacemente collegati a muri trasversali.

I meccanismi di collasso alle azioni ortogonali possono essere di due tipi:

- **ribaltamento** di una intera parete o di una sua parte per rotazione rigida (uguaglianza del momento ribaltante e stabilizzante);
- collasso per **pressoflessione** del pannello murario per azioni fuori dal piano.

#### 3.1. VERIFICA AL RIBALTAMENTO

La verifica al ribaltamento è articolata nelle seguenti fasi:

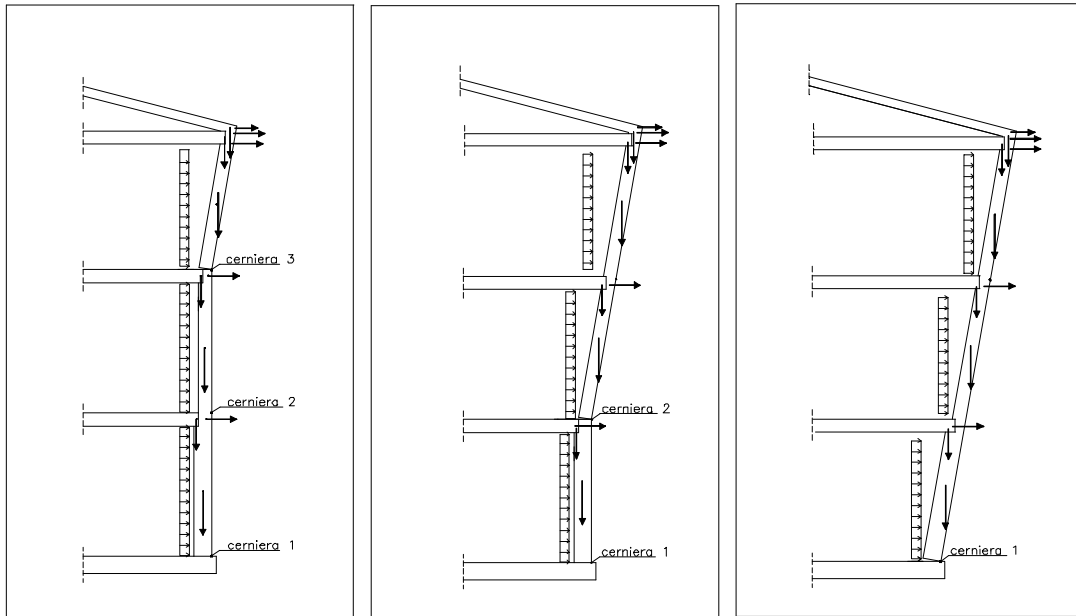
- Valutazione dei carichi di natura statica agenti sulla parete: carichi verticali definiti conformemente alle combinazioni di carico previste al punto B.8.2 del D.M. 16.01.1996 (vedi punto 2.4), applicati con le rispettive eccentricità; corrispondenti azioni orizzontali dovute ad eventuali comportamenti spingenti (tetti, volte); coazioni dovute alla presenza di eventuali collegamenti.
- Individuazione dei possibili meccanismi di ribaltamento dell'intera parete o di una sua parte (v. Fig. 3.1).
- Valutazione delle azioni orizzontali sismiche in funzione dei parametri  $C_0$  e  $C_{fin}$ .
- Determinazione del momento stabilizzante rispetto al cinematismo individuato.
- Valutazione dei momenti ribaltanti rispetto al cinematismo individuato.
- Dall'imposizione dell'uguaglianza del momento stabilizzante e ribaltante si ricavano i valori di  $C_0$  e  $C_{fin}$ . La valutazione del momento stabilizzante deve tenere conto della presenza dei collegamenti efficaci: nella situazione iniziale tramite la valutazione della massima forza di trazione fornita dagli eventuali tiranti o cordoli se presenti, nella situazione finale tramite la preventiva progettazione dei collegamenti che garantiscano almeno un  $C_{fin} > 0.65 C_{rif}$ .

#### 3.2. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

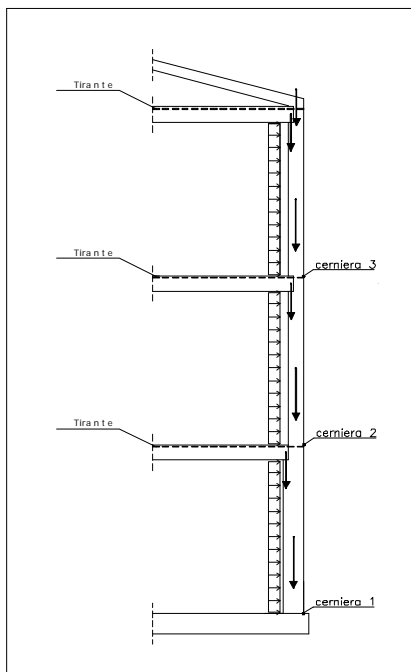
Occorre premettere che la verifica a pressoflessione valuta la resistenza della parete rispetto al collasso per superamento delle tensioni caratteristiche di rottura del materiale, a causa delle sollecitazioni agenti. L'approccio alla verifica può seguire l'impostazione del D.M. 20.11.87, oppure quella della Circolare M.LL.PP. 30 Luglio 1981 n° 21745.

In fase preventiva si dovrà definire lo *schema statico effettivo* nella condizione originaria e in quella dopo l'intervento. Se nella condizione originaria si riscontra l'assenza di vincoli di piano

efficaci, lo schema da adottare può essere quello di mensola verticale incastrata in fondazione. In presenza di vincoli di piano efficaci (tiranti, catene o cordoli), ad esempio posti in opera a seguito dell'intervento, lo schema da adottare può essere quello di trave appoggiata o incernierata ai solai di piano (v. Fig. 3.2).



**Figura 3.1: Individuazione dei meccanismi di collasso per ribaltamento**



**Figura 3.2: Verifica a pressoflessione - Individuazione dello schema statico**

Non si esclude l'utilizzo di modelli più sofisticati, quali ad esempio la schematizzazione dei pannelli murari come piastre vincolate in corrispondenza di solai e pareti di controvento.

### 3.2.1. Verifica secondo D.M. 20.11.87

La verifica può essere condotta ricercando per tentativi i valori di  $C_0$  e  $C_{fin}$  che portano il muro in condizioni limite. In alternativa si potrà procedere secondo le fasi che seguono:

- Valutazione dei carichi di natura statica agenti sulla parete: carichi verticali definiti conformemente alle combinazioni di carico previste al punto B.8.2 del D.M. 16.01.1996 (vedi punto 2.4), applicati con le rispettive eccentricità; corrispondenti azioni orizzontali dovute ad eventuali comportamenti spingenti (tetti, volte).
- Valutazione delle azioni orizzontali sismiche in funzione dei parametri  $C_0$  e  $C_{fin}$ .
- Ricerca, per ogni pannello murario, del



valore del coefficiente di riduzione della resistenza  $\Phi_{lim}$ , in corrispondenza del quale si ottiene il raggiungimento della resistenza a compressione caratteristica del materiale:

$$\Phi_{lim} = N / (\sigma_k A)$$

dove:

N = sforzo normale agente sul singolo pannello, valutato per ciascuna combinazione di carico

A = area della sezione trasversale del maschio murario

$\sigma_k$  = tensione caratteristica a rottura per compressione del materiale, valutata secondo il punto 2.2

- In accordo con il punto 2.2.1.3 si valuta la snellezza convenzionale  $h_0/t$ :

	$\rho$
$\frac{h}{a} \leq 0.5$	1
$0.5 < \frac{h}{a} \leq 1$	$3/2 - \frac{h}{a}$
$\frac{h}{a} > 1$	$\frac{1}{1 + (h/a)^2}$

$h_0$  = lunghezza libera di inflessione =  $\rho h$ ;

$h$  = altezza interna di piano<sup>2</sup>;

$\rho$  = fattore laterale di vincolo, valutato in base all'interasse dei muri trasversali atti a costituire un vincolo efficace per il muro in esame (v. Tab. a lato);

$t$  = spessore del muro;

$a$  = interasse dei muri trasversali atti a costituire un vincolo efficace per il muro in esame (spessore maggiore di 20 cm).

- Dalla tabella del punto 2.2.1.4 si ricava, in funzione di  $\Phi_{lim}$  e della snellezza convenzionale il valore del coefficiente di eccentricità m:

$$m = 6 e_{lim} / t$$

da cui:

$$e_{lim} = m t / 6$$

		coefficiente di eccentricità $m = 6e/t$																				
$h_0/t$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2	
0	1	0,95	0,9	0,84	0,79	0,74	0,71	0,68	0,65	0,62	0,59	0,56	0,53	0,5	0,47	0,44	0,42	0,4	0,37	0,35	0,33	0,33
5	0,97	0,92	0,87	0,81	0,76	0,71	0,68	0,65	0,61	0,58	0,55	0,52	0,49	0,45	0,42	0,39	0,37	0,34	0,32	0,29	0,27	0,27
10	0,86	0,81	0,76	0,71	0,66	0,61	0,58	0,55	0,51	0,48	0,45	0,41	0,38	0,34	0,31	0,27	0,25	0,22	0,2	0,17	0,15	0,15
15	0,69	0,65	0,61	0,56	0,52	0,48	0,45	0,42	0,38	0,35	0,32	0,29	0,26	0,23	0,2	0,17						
20	0,53	0,5	0,46	0,43	0,39	0,36	0,33	0,31	0,28	0,26	0,23											

**Tabella 3-1: Tabella (punto 2.2.1.4)**

Per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare, in nessun caso sono ammesse estrapolazioni (si suggerisce l'uso del grafico di Figura 3-1). Nel caso di valori di  $\Phi_{lim}$  inferiori a quelli contemplati, il coefficiente di eccentricità m da assumere

<sup>2</sup> In assenza di efficaci collegamenti fra muri e solai, il calcolo della snellezza dovrebbe essere riferito a schemi statici coerenti con questa condizione: per esempio la mensola o la parete di altezza pari a più interpiani. Poiché, però, le forze richieste per assicurare la stabilità sono molto più basse di quelle necessarie a garantire l'equilibrio nei confronti delle forze sismiche, nella verifica dello stato attuale, la presenza di solai potrà essere considerata efficace ai fini del calcolo della lunghezza libera di inflessione. Quanto detto non vale nei casi in cui sia di fatto evidente la separazione fra solaio e parete o comunque essa sia molto probabile per la particolare conformazione della struttura.

sarà quello massimo previsto per la snellezza in considerazione. In questo modo si calcolano in maniera cautelativa i valori di  $m$  e quindi dell'eccentricità disponibile ed infine i valori di  $C_0$  e  $C_{fin}$ . Quando la snellezza del pannello murario oggetto di verifica, valutata sulla base dell'effettivo schema statico dell'edificio, sia superiore al massimo valore ammesso  $h_0/t > 20$ , si può ritenere che la muratura non sia in grado di sopportare alcuna azione ortogonale e pertanto si assumerà pari a zero il corrispondente valore del coefficiente di intensità sismica ( $C_0$  o  $C_{fin}$ ).

- In accordo con il punto 2.2.1.2 del D.M. 20.11.87 si determinano le eccentricità convenzionali dovute ai carichi verticali  $e_s$ , e alle tolleranze di esecuzione  $e_a$ .

Posto:

$$e_{s1} = \frac{N_1 \cdot l_1}{N_1 + \sum N_2} \qquad e_{s2} = \frac{\sum N_2 \cdot l_2}{N_1 + \sum N_2}$$

con il significato:

$N_1$  = carico trasmesso dal muro sovrastante (combinazione di carico in esame)

$N_2$  = reazione di appoggio dei solai sovrastanti il muro (combinaz. in esame)

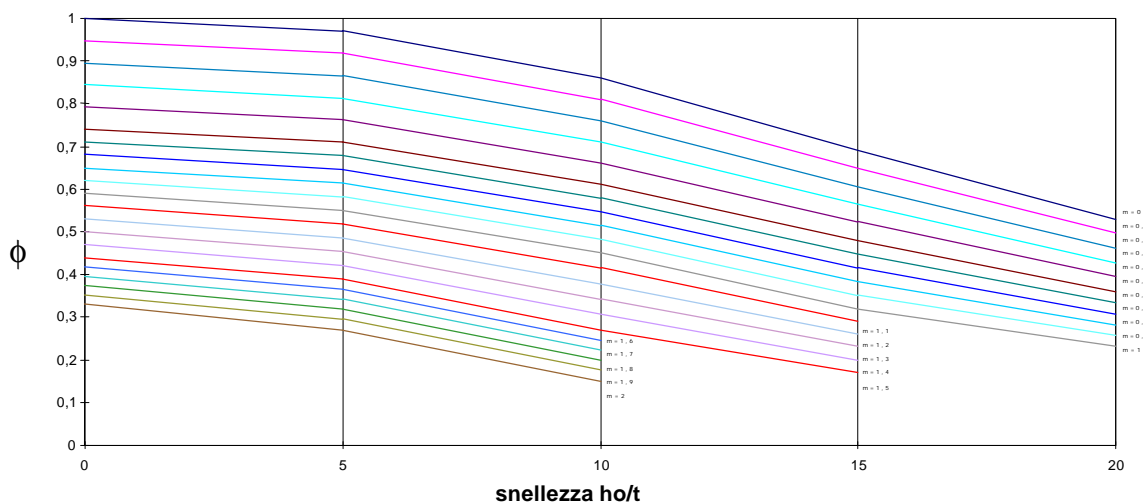
$l_1$  = eccentricità di  $N_1$  rispetto al piano medio

$l_2$  = eccentricità di  $N_2$  rispetto al piano medio

Si ha:

$$e_s = e_{s1} + e_{s2}$$

$$e_a = h/200$$



**Figura 3.1: Valori del coefficiente  $\Phi$**

- In base allo schema statico adottato, si calcola per ogni muro e nella sezione di verifica, il valore del momento dovuto alle azioni sismiche ortogonali alla parete  $M_{sis}$  in funzione di  $C_0$  e  $C_{fin}$ , e la corrispondente eccentricità  $e_{sis} = f(C_0 ; C_{fin})$ :

$$e_{sis} = M_{sis} / N$$

- Nel caso di vincoli di piano efficaci, si combinano convenzionalmente le eccentricità così ricavate secondo le seguenti espressioni

$$e_1 = |e_s| + |e_a| \qquad e_2 = e_1 / 2 + |e_{sis}|$$

essendo:

$e_1$  = eccentricità dei carichi verticali in sommità del pannello;

$e_2$  = eccentricità in mezzeria.

I valori dei parametri  $C_0$  e  $C_{fin}$  sono determinati imponendo:

$$e_2 = e_1 / 2 + |e_{sis}| = m t / 6 = e_{lim}$$

- In assenza di vincoli di piano efficaci e di modellazione della parete come mensola incastrata in fondazione, la verifica va condotta nella sezione di base. In tal caso, anche trascurando le eccentricità dovute alle tolleranze di esecuzione, occorrerà far riferimento ad una eccentricità che tenga conto di tutti i carichi agenti negli effettivi punti di applicazione, ovvero l'eccentricità derivante dal momento ribaltante.

### 3.2.2. Verifica secondo Circolare M.LL.PP. 30 Luglio 1981 n° 21745

La verifica è articolata nelle seguenti fasi:

- Valutazione dei carichi di natura statica agenti sulla parete: carichi verticali definiti conformemente alle combinazioni di carico previste al punto B.8.2 del D.M. 16.01.1996 (vedi punto 2.4); corrispondenti azioni orizzontali dovute ad eventuali comportamenti spingenti (tetti, volte). Da notare che nell'ambito di applicazione di questo metodo è possibile trascurare le eccentricità derivanti dai carichi verticali e quelle derivanti dalle tolleranze di esecuzione.
- Valutazione delle azioni orizzontali sismiche in funzione dei parametri  $C_0$  e  $C_{fin}$ .
- L'effetto flessionale dell'azione ortogonale alla parete può essere valutato nell'ipotesi di comportamento lineare a sezione interamente reagente tramite la formula:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

- La tensione massima di trazione, in assenza di dati sperimentali adeguatamente documentati, potrà essere assunta pari alla resistenza tangenziale caratteristica  $\sigma_{rt} = \tau_k$  secondo la Tabella 1 della Circolare M.LL.PP. 30 Luglio 1981 n° 21745).
- L'effetto flessionale dell'azione sismica ortogonale alla parete dovrà essere valutato nella sezione in condizioni più sfavorevoli (ad es. nella sezione di incastro per lo schema a mensola libera, o nella sezione di mezzeria per lo schema di trave incernierata ai solai).
- I valori dei parametri  $C_0$  e  $C_{fin}$  sono determinati imponendo il raggiungimento della tensione massima di compressione o di trazione ai lembi della sezione trasversale del muro.

Si osserva che la determinazione dei parametri  $C_0$  e  $C_{fin}$ , nell'ipotesi di collegamenti efficaci, può essere effettuata facendo uso dei risultati forniti dai vecchi codici di calcolo (tipo "POR") già diffusi tra i professionisti, considerando nella valutazione delle azioni sismiche  $C = C_{rif}$ , evitando la verifica su ciascun setto e limitandosi a quelli più sollecitati.

Dati, infatti, i valori delle tensioni normali massime e minime dovute ai carichi statici e alle azioni sismiche di normativa ortogonali al piano della muratura, a parità di interpiano sarà sufficiente eseguire un solo calcolo per ogni combinazione di carico e per classe di materiale e di spessore.

Convenzionalmente si indicheranno come positive le tensioni di compressione e negative quelle di trazione. Si consideri allora, ad esempio allo stato attuale, il setto che, per un dato spessore e materiale, presenta il massimo valore della tensione di compressione.

Date le caratteristiche geometriche e meccaniche:

A = area della sezione trasversale del pannello;

W = modulo di resistenza della sezione trasversale;

$\gamma$  = peso specifico della muratura;

s = spessore del setto;

b = lunghezza del setto;

h = altezza libera del setto,

la tensione massima è data da:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W}$$

dove:

N = sforzo normale agente sul pannello nella combinazione di carico in esame;

M = momento flettente massimo sul pannello =  $\frac{1}{k} \beta C_{\text{rif}} \gamma s b h^2$ .

Si ottiene quindi:

$$\sigma_{\max} = \sigma_o + \frac{24 \gamma h^2}{k s} C_{\text{rif}}$$

essendo:

$\sigma_o$  = tensione normale media sulla sezione;

k = fattore di vincolo ( $k = 8 \div 14$ ).

Il collasso per pressoflessione fuori dal piano medio della muratura si verifica nel setto in considerazione per raggiungimento della resistenza a compressione  $\sigma_k$ :

$$\sigma_k = s_o + \frac{24 g h^2}{k s} C_o$$

Combinando le due espressioni precedenti:

$$C_o = C_{\text{rif}} + \frac{k s}{24 \gamma h^2} (\sigma_k - \sigma_{\max})$$

Il medesimo procedimento può essere utilizzato per valutare il coefficiente di intensità sismica corrispondente al collasso per pressoflessione a trazione. Individuato il setto che, per ciascuna combinazione di carico e a parità di spessore e di materiale, presenta la minima tensione normale per azioni fuori dal piano  $\sigma_{\min}$  (assunta in segno):

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} = \sigma_o - \frac{24 \gamma h^2}{k s} C_{\text{rif}}$$

Il collasso si ha per raggiungimento della resistenza a trazione:

$$-\tau_k = s_o - \frac{24 g h^2}{k s} C_o$$

Combinando le due precedenti espressioni:

$$C_o = C_{\text{rif}} + \frac{k s}{24 \gamma h^2} (\tau_k + \sigma_{\min})$$

Analogamente si può operare in condizioni di progetto per determinare il valore di  $C_{\text{fin}}$ , ottenendo:

$$C_{\text{fin}} = C_{\text{rif}} + \frac{k s}{24 \gamma h^2} (\sigma_k - \sigma_{\max})$$

oppure:

$$C_{\text{fin}} = C_{\text{rif}} + \frac{k s}{24 \gamma h^2} (\tau_k + \sigma_{\min})$$

## **4. VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA ALLE AZIONI NEL PIANO**

Le azioni sismiche complanari alle pareti sono valutate prendendo in esame l'edificio nella sua interezza, con i collegamenti operati dai solai in quanto a tale scopo efficaci, considerando di norma trascurabile la rigidità delle pareti per deformazioni ortogonali al loro piano.

La ripartizione delle forze sismiche al piano tra i maschi murari resistenti sarà quindi effettuata, se non si farà riferimento a modelli più accurati, considerando la più appropriata delle due ipotesi limite:

1. solai infinitamente rigidi nel proprio piano, nel qual caso la forza sismica orizzontale di calcolo sarà applicata al baricentro delle masse di piano;
2. solai infinitamente deformabili nel proprio piano, nel qual caso la forza sismica di competenza di ciascun muro sarà determinata proporzionalmente ai carichi verticali direttamente gravanti su di esso.

Anche per quanto riguarda il comportamento delle pareti resistenti, in assenza di studi più accurati che potrebbero arrivare a considerare la parete come lastra forata di materiale non reagente a trazione, ci si potrà orientare su schemi semplificati che prendono in considerazione almeno i due casi estremi di:

1. carico limite determinato dalla resistenza a taglio;
2. carico limite determinato dalla resistenza a pressoflessione.

Il primo comportamento è dominante nei pannelli tozzi, nei quali il rapporto altezza/base è minore di 1 - 1.5 (tipico in edifici bassi o complessi storici articolati ed interconnessi), il secondo nei pannelli più snelli, nei quali detto rapporto è maggiore di 2 - 3 (Tassios, 1995).

Il progettista sceglierà il tipo di verifica più adatto in funzione della particolare situazione in esame, tenendo conto anche del comportamento globale della parete. Ad esempio, pareti con molte forature e con fasce di piano deboli potranno dar luogo a rotture per flessione più facilmente di altre che, a parità di dimensioni esterne, hanno fori più piccoli e fasce di piano in grado di vincolare efficacemente i maschi murari. In questo secondo caso il progettista potrà decidere di effettuare le sole verifiche di resistenza al taglio, eventualmente trascurando la parzializzazione della sezione legata al momento flettente e della variazione di sforzo normale prodotti dal sisma.

Le verifiche potranno essere effettuate seguendo sia l'impostazione del D.M. 20.11.1987, sia la Circolare Min. LL.PP. n. 21745 del 30.7.81.

Per i casi di edifici di dimensioni più contenute, di altezza limitata, sufficientemente regolari in pianta ed in elevato, si potrà anche procedere alla verifica a taglio con il metodo VeT, che è quello dal quale trae origine la formula per la valutazione della resistenza convenzionale a taglio riportata nell'ordinanza 61/97.

#### 4.1. VERIFICA A TAGLIO E PRESSOFLESSIONE NELL'IPOTESI DI PIANI RIGIDI

La ripartizione delle forze orizzontali deve essere effettuata a ciascun livello in proporzione alle rispettive rigidezze. La rigidezza  $K$  del singolo pannello murario può essere definita dalla relazione:

$$K = \frac{G \cdot A}{1.2 \cdot h} \cdot \frac{1}{1 + \frac{1}{1.2} \cdot \frac{G}{E} \cdot \left(\frac{h}{b}\right)^2}$$

dove:

$G, E$  = moduli elastici del materiale di cui è costituito il pannello

$A$  = area della sezione trasversale del pannello

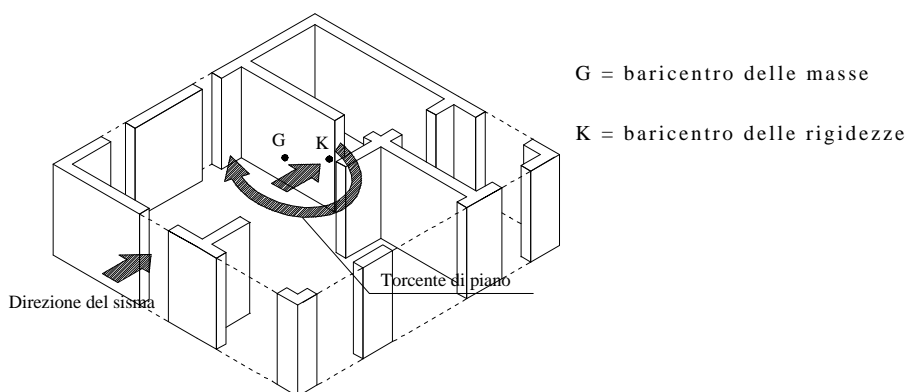
$b$  = larghezza del pannello

$h$  = altezza del pannello

In assenza di dati sperimentali, si può porre, in base alla Circolare M.LL.PP. 30 Luglio 1981 n° 21745:

$$E/G = 6 \quad G = 1100 \tau_k$$

Nel caso in cui il percorso di verifica sia quello individuato dalla Circolare M.LL.PP. 30 Luglio 1981 n° 21745, si potrà adottare l'ipotesi di comportamento elasto-plastico con controllo della duttilità; i valori dei parametri  $C_0$  e  $C_{fin}$  ottenuti sono relativi a un meccanismo di collasso globale di piano (v. Fig. 4.1), definito dal raggiungimento dell'equilibrio fra tagliante sismico di piano e forza reattiva in campo elasto-plastico. I valori dei parametri  $C_0$  e  $C_{fin}$  così determinati sono generalmente superiori a quelli corrispondenti al raggiungimento del limite elastico nel singolo maschio murario.



**Figura 4.1: Concezione strutturale dell'edificio - funzionamento a taglio per azioni orizzontali nell'ipotesi di piano rigido**

##### 4.1.1. Verifica secondo il D.M. 20.11.87

###### 4.1.1.1. Verifica a taglio

La verifica a taglio è articolata nelle seguenti fasi:

- Valutazione dei carichi di natura statica agenti sulla parete: carichi verticali definiti conformemente alle combinazioni di carico previste al punto B.8.2 del D.M. 16.01.1996 (vedi punto 2.4).

- Calcolo per ognuna delle combinazioni di carico di cui al B.8.2 del D.M. 16.1.1996 dei valori della resistenza caratteristica a taglio per ogni muro, in accordo con il punto 2.3.2.1 del D.M. 20.11.87:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \sigma_0$$

dove:

$f_{vko}$  = resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali<sup>3</sup>.

$\sigma_0$  = tensione normale media dovuta ai carichi verticali combinati come al punto B.8.2 valutata per il singolo pannello murario.

In generale, per questo tipo di verifica, la combinazione più sfavorevole è quella che comporta il minimo sforzo normale.

- Valutazione delle azioni orizzontali sismiche in funzione dei parametri  $C_0$  e  $C_{fin}$ .
- Calcolo della resistenza a taglio  $T_i$  di ogni singolo muro secondo la relazione seguente:

$$T_i = \beta f_{vk} A_i$$

dove:

$A_i$  = area della sezione orizzontale del muro

$\beta$  = coefficiente di parzializzazione della sezione, generalmente assunto pari ad 1<sup>4,5</sup>.

- L'azione sismica, riducibile ad un tagliante di piano e ad un momento torcente e

<sup>3</sup> Per i casi correnti il progettista potrà decidere, in assenza di determinazione più precisa delle caratteristiche dei materiali, di equiparare il valore della resistenza  $f_{vko}$  al valore di  $\tau_k$  riportato nella Tab. 2.1. In realtà tale equiparazione costituisce una grossolana approssimazione, poiché le modalità di prova che conducono alla determinazione di  $f_{vko}$  (compressione diagonale) sono diverse da quelle che hanno portato alla compilazione della tabella stessa (compressione e taglio). D'altra parte il livello di incertezza insito nella determinazione tabellare della resistenza basata su descrizioni qualitative del tessuto murario e dei materiali, in assenza di prove specifiche, è comunque così rilevante, che si può ritenere non venga significativamente ampliato dall'assunzione detta. Ovviamente nei casi di interventi più importanti sarà opportuno procedere ad una caratterizzazione sperimentale diretta.

<sup>4</sup> Il D.M. del 1987 esprime la resistenza a taglio del pannello considerando il solo contributo della zona non parzializzata ed adottando una tensione limite espressa dalla somma di un termine "coesivo" e di un termine "attritivo". Nelle situazioni in cui lo sforzo normale è modesto e vi sono comunque forze orizzontali e momenti flettenti non trascurabili (p. es. ai piani alti degli edifici con aperture nelle pareti) si verificano contemporaneamente una elevata parzializzazione e un basso contributo del termine attritivo. La resistenza a taglio, quindi ne può risultare penalizzata rispetto a quella determinabile seguendo la circolare 21745/81. L'indicazione è, peraltro, utile ai fini della individuazione di possibili meccanismi di collasso non sufficientemente evidenziati dalla Circolare stessa.

<sup>5</sup> In base al punto 2.4.1.2.2. del D.M. 20.11.87, il coefficiente di parzializzazione  $\beta$  tiene conto della zona di muro soggetta a trazione ed è esprimibile in funzione del rapporto tra eccentricità longitudinale  $e_b$  e la lunghezza del setto:

$$\beta = 1 \quad \text{per} \quad \frac{6e_b}{b} \leq 1 \quad \quad \beta = \frac{3}{2} - \frac{3e_b}{b} \quad \text{per} \quad \frac{6e_b}{b} > 1$$

In particolare, quando l'edificio presenta elementi di connessione dei maschi murari di notevole rigidità nel piano verticale e di adeguata resistenza, tali da garantire la limitazione delle rotazioni delle sezioni di estremità (per esempio fasce di piano con sotto finestra a intero spessore in buone condizioni), è accettabile la determinazione del momento flettente sui maschi murari sulla base di un modello a telaio di tipo shear-type:

$$M = T h/2$$

Sotto tali ipotesi, l'eccentricità longitudinale agente in corrispondenza del taglio ultimo è esprimibile come:

$$e_b = \frac{T_i h}{2N} = \frac{\beta f_{vk} h}{2\sigma_0}$$

Si deduce pertanto che:

$$\text{se } \frac{3f_{vk} h}{\sigma_0 b} \leq 1, \text{ allora } \frac{6e_b}{b} \leq 1 \text{ e } \beta = 1; \quad \text{se } \frac{3f_{vk} h}{\sigma_0 b} > 1, \text{ allora } \frac{6e_b}{b} > 1 \text{ e } \beta = \frac{1}{\frac{f_{vk} h}{b\sigma_0} + \frac{2}{3}}$$

Per la validità del metodo è inoltre necessario garantire che il coefficiente di eccentricità non superi il limite  $m_b = 6e_b/b = 2$ , in corrispondenza del quale  $\beta = 0.5$ .

funzione dei parametri incogniti  $C_0$ ,  $C_{fin}$ , viene ripartita tra i vari setti proporzionalmente alle rispettive rigidzze e alla posizione rispetto al baricentro delle rigidzze.

- Il coefficiente  $C_0$  o  $C_{fin}$  è determinato come il valore minimo in corrispondenza del quale si ha il raggiungimento della resistenza a taglio da parte del primo setto.

#### 4.1.1.2. Verifica a pressoflessione

La verifica a pressoflessione è articolata nelle seguenti fasi:

- Valutazione dei carichi di natura statica agenti sulla parete: carichi verticali definiti conformemente alle combinazioni di carico previste al punto B.8.2 del D.M. 16.01.1996 (vedi punto 2.4), applicati con le rispettive eccentricità; corrispondenti azioni orizzontali dovute ad eventuali comportamenti spingenti (tetti, volte). La ripartizione dei carichi trasferiti dagli orizzontamenti va effettuata tenendo conto delle aree di influenza di ciascuna parete, in relazione alle modalità di tessitura dei solai.
- Valutazione delle azioni orizzontali sismiche in funzione dei parametri  $C_0$  e  $C_{fin}$  in relazione ai carichi verticali gravanti sulla parete.
- Valutazione del coefficiente di riduzione della resistenza della muratura  $\Phi_t$  in corrispondenza dell'eccentricità trasversale  $e_{bt}$  risultante dalle eccentricità di carico degli orizzontamenti e delle murature sovrastanti.
- In accordo con il punto 2.2.1 del D.M. 20.11.87, per ciascun maschio, si ricava il valore del coefficiente di riduzione della resistenza  $\Phi_{lim}$  per l'eccentricità longitudinale, in corrispondenza del quale si ottiene il raggiungimento della resistenza a compressione caratteristica del materiale:

$$\Phi_{lim} = N / (\Phi_t \sigma_k A)$$

- In accordo con il punto 2.4.1.2.1, dalla tabella del punto 2.2.1.4 si ricava, in funzione di  $\Phi_{lim}$  e per una snellezza convenzionale  $h_0/t = 0$ , il valore del coefficiente di eccentricità  $m$ :

$$m = 6 e_{lim} / t$$

da cui:

$$e_{lim} = m t / 6$$

coefficiente di eccentricità $m = 6e/t$ per snellezza $h_0/t = 0$																					
<b>m</b>	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2
$\Phi_{lim}$	1	0,95	0,9	0,84	0,79	0,74	0,71	0,68	0,65	0,62	0,59	0,56	0,53	0,5	0,47	0,44	0,42	0,4	0,37	0,35	0,33

**Tabella 4-1: Valori del coefficiente  $\Phi_{lim}$  per verifiche nel piano**

Per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare, in nessun caso sono ammesse estrapolazioni. Nel caso di valori di  $\Phi_{lim}$  inferiori a quelli contemplati, si assumerà:

$$m = 2$$

In questo modo, oltre a rendere sempre applicabile il procedimento, si calcolano in maniera cautelativa i valori di  $m$ , quindi della eccentricità disponibile, ed i valori di  $C_0$  e  $C_{fin}$ .

- Si calcola per ogni muro e nella sezione di verifica, in relazione al modello



strutturale adottato, il valore del momento dovuto alle azioni sismiche nel piano della parete  $M_{\text{sis}}$ <sup>6</sup> in funzione di  $C_0$  e  $C_{\text{fin}}$ .

- I valori dei parametri  $C_0$  e  $C_{\text{fin}}$  sono determinati imponendo

$$e_{\text{im}} = M_{\text{sis}} / N$$

#### 4.1.2. Verifica secondo la Circolare 30 Luglio 1981 n° 21745

##### 4.1.2.1. Verifica a taglio

La verifica è articolata nelle seguenti fasi:

- Valutazione dei carichi di natura statica agenti sulla parete: carichi verticali definiti conformemente alle combinazioni di carico previste al punto B.8.2 del D.M. 16.01.1996 (vedi punto 2.4).
- Valutazione dei valori della resistenza caratteristica a taglio per ogni muro  $\tau_k$  (vedi punto 2.2).
- Calcolo della resistenza a taglio ultima  $T_{\text{ui}}$  di ogni singolo pannello murario secondo la relazione seguente:

$$T_{\text{ui}} = A_i \tau_u$$

dove:

$A_i$  = area della sezione orizzontale del muro.

$$\tau_u = \tau_k \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{1.5 \tau_k}}$$

$\sigma_o$  = tensione normale media dovuta ai carichi verticali combinati come al punto B.8.2 valutata per il singolo pannello murario.

In generale, per questo tipo di verifica, la combinazione più sfavorevole è quella che comporta il minimo sforzo normale.

- La forza reattiva totale  $T$  a ciascun piano è ottenuta sommando, a parità di spostamento, i contributi resistenti di ciascun maschio. Il processo di accumulazione di tali contributi si arresta allorché uno dei maschi raggiunge lo spostamento ultimo a rottura  $\delta_{\text{ui}}$  dato da:

$$\delta_{\text{ui}} = \mu T_{\text{ui}} / K_i$$

dove:

$\mu$  = duttilità della muratura dedotta dall'appendice alla Circolare M.LL.PP. 30 Luglio 1981 n° 21745.

La somma dei contributi resistenti per tale spostamento definisce la forza reattiva massima sviluppabile al livello in esame, adottando l'ipotesi di comportamento elastico perfettamente plastico.

- Valutazione delle azioni orizzontali sismiche in funzione dei parametri  $C_0$  e  $C_{\text{fin}}$ .
- Dall'uguaglianza ad ogni piano della forza reattiva massima  $T$  con l'azione sismica orizzontale si ricavano i valori di  $C_0$  e  $C_{\text{fin}}$ <sup>7</sup>.

<sup>6</sup> In particolare, quando l'edificio presenta elementi di connessione dei maschi murari di notevole rigidezza nel piano verticale e di adeguata resistenza, tali da garantire la limitazione delle rotazioni delle sezioni di estremità (per esempio fasce di piano con sotto finestra a intero spessore in buone condizioni), è accettabile la determinazione del momento flettente sui maschi murari sulla base di un modello a telaio di tipo shear-type:  $M = T h/2$ .

<sup>7</sup> Qualora il progettista ritenga, in virtù della tipologia strutturale dell'edificio, che non sia possibile trascurare gli effetti flessionali sui pannelli murari, considererà l'opportunità di impiegare modelli nei quali la resistenza e la rigidezza della muratura variano con la parzializzazione [M14]. In tal caso, naturalmente, la verifica a pressoflessione sarà effettuata coerentemente con le ipotesi adottate.

Si osserva che tale verifica può essere effettuata utilizzando i vecchi codici di calcolo (tipo “POR”) già diffusi tra i professionisti, considerando nella valutazione delle azioni sismiche  $C = C_{rif}$ , quindi ricavando i valori di  $C_0$  e  $C_{fin}$  tramite la relazione:

$$C_0, C_{fin} = \eta C_{rif}$$

dove:

$\eta$  = coefficiente di sicurezza minimo derivante dal rapporto tra forza reattiva massima di piano e azione sismica orizzontale.

Infatti, in tali tipi di verifiche, il coefficiente di sicurezza è definito come il minimo rapporto tra la forza reattiva massima di ciascun piano  $T_r$ , che è una caratteristica intrinseca del sistema murario, e il corrispondente tagliante  $T_s$ , che risulta una quantità proporzionale a  $C_{rif}$ .

$$\eta = \frac{T_r}{T_s} = \frac{T_r}{J C_{rif}}$$

Per definizione stessa, i parametri  $C_0$  e  $C_{fin}$  sono i valori del coefficiente di intensità sismica in corrispondenza dei quali, nei diversi stati attuale e di progetto, la struttura arriva al collasso, per raggiungimento della capacità resistente della struttura:

$$\vartheta C_0 = T_{r(attuale)} \quad \vartheta C_{fin} = T_{r(progetto)}$$

quindi:

$$C_0 = \eta_{(attuale)} C_{rif}$$

$$C_{fin} = \eta_{(progetto)} C_{rif}$$

#### 4.1.2.2. Verifica a pressoflessione

La verifica a pressoflessione secondo il metodo proposto dalla Circolare M.LL.PP. 30 Luglio 1981 n° 21745 si articola nelle seguenti fasi:

- Valutazione dei carichi di natura statica agenti sulla parete: carichi verticali definiti conformemente alle combinazioni di carico previste al punto B.8.2 del D.M. 16.01.1996 (vedi punto 2.4); corrispondenti azioni orizzontali dovute ad eventuali comportamenti spingenti (tetti, volte). La ripartizione dei carichi trasferiti dagli orizzontamenti va effettuata tenendo conto delle aree di influenza di ciascuna parete, in relazione alle modalità di tessitura dei solai. Da notare che nell’ambito di applicazione di questo metodo è possibile trascurare le eccentricità derivanti dai carichi verticali e quelle derivanti dalle tolleranze di esecuzione.
- Valutazione delle azioni orizzontali sismiche in funzione dei parametri  $C_0$  e  $C_{fin}$  in relazione ai carichi verticali gravanti sulla parete.
- Valutazione dell’effetto flessionale dell’azione parallela alla parete nell’ipotesi di comportamento lineare a sezione interamente reagente tramite la formula<sup>8</sup>:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

- Determinazione della resistenza a trazione che, in assenza di dati sperimentali adeguatamente documentati, potrà essere assunta pari alla resistenza tangenziale caratteristica ( $\sigma_t = \tau_k$  secondo la Tabella 1 della Circolare n. 21745).
- Calcolo dei valori dei parametri  $C_0$  e  $C_{fin}$ , imponendo il raggiungimento della tensione caratteristica di compressione o di trazione ai lembi della sezione trasversale del muro.

---

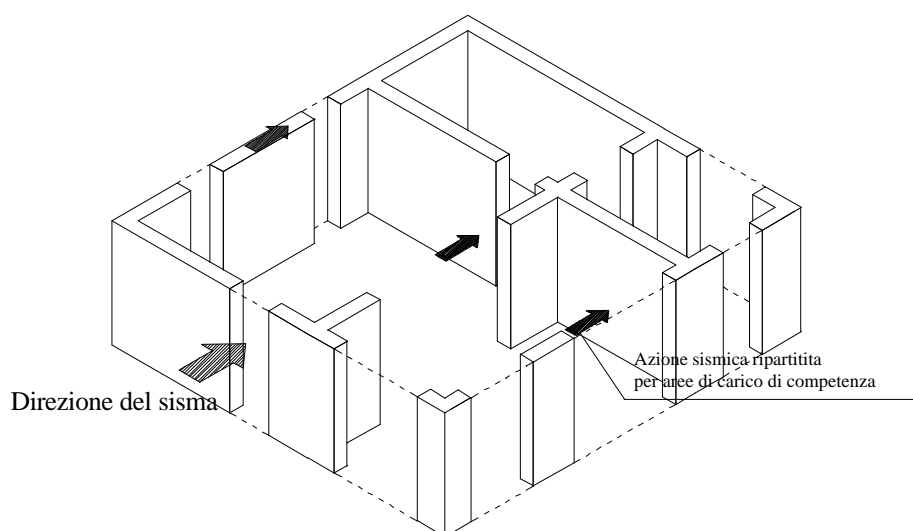
<sup>8</sup> Vedi nota 6

#### 4.2. VERIFICA A TAGLIO E PRESSOFLESSIONE NELL'IPOTESI DI PIANI DEFORMABILI

La distribuzione delle sollecitazioni orizzontali avverrà affidando a ciascun muro l'aliquota di forze orizzontali corrispondenti ai carichi verticali direttamente gravanti su esso, indipendentemente dai valori di rigidezza (v. Fig. 4.2). In questo caso, non potendo fare affidamento sulla capacità di ripartizione del solaio, il sistema entra in crisi quando la prima parete raggiunge il limite elastico.

Come già accennato, per quanto riguarda il comportamento delle pareti resistenti, in assenza di studi più accurati che potrebbero arrivare a considerare la parete come lastra forata di materiale non reagente a trazione, ci si potrà orientare su schemi semplificati che prendono in considerazione almeno i due casi estremi di:

1. carico limite determinato dalla resistenza a taglio;
2. carico limite determinato dalla resistenza a pressoflessione.



**Figura 4.2: Concezione strutturale dell'edificio - funzionamento a taglio per azioni orizzontali nell'ipotesi di piano deformabile**

Il primo comportamento è dominante nei pannelli tozzi, nei quali il rapporto altezza/base è minore di 1 - 1.5, il secondo nei pannelli più snelli, nei quali detto rapporto è maggiore di 2 - 3 (Tassios, 1995).

Il progettista sceglierà il tipo di verifica più adatto in funzione della particolare situazione in esame, tenendo conto anche del comportamento globale della parete. Ad esempio, pareti con molte forature e con fasce di piano deboli potranno dar luogo a rotture per flessione più facilmente di altre che, a parità di dimensioni esterne, hanno fori più piccoli e fasce di piano in grado di vincolare efficacemente i maschi murari. In questo secondo caso il progettista potrà decidere di effettuare le sole verifiche di resistenza al taglio, eventualmente trascurando la parzializzazione della sezione legata al momento flettente e della variazione di sforzo normale prodotti dal sisma<sup>9</sup>.

<sup>9</sup> A tale proposito occorre notare il caso frequente di pareti forate da porte e finestre che pone particolari problemi di determinazione delle sollecitazioni sul singolo pannello. In alcuni casi è possibile approssimare in maniera soddisfacente tali sollecitazioni con modelli semplificati: ad esempio, nel caso di pareti con aperture e fasce di piano rigide costituite da grossi spessori dei sotto-finestra, il modello semplificato può essere quello di telaio piano shear-type, in cui i pilastri sono rappresentati dai muri e i traversi rigidi sono rappresentati dalle fasce di piano. In questa

Le verifiche potranno essere effettuate seguendo sia l'impostazione del D.M. 20.11.1987, sia la Circolare Min. LL.PP. n. 21745 del 30.7.81.

#### 4.2.1. Verifica secondo il D.M. 20.11.87

##### 4.2.1.1. Verifica a taglio

La verifica a taglio è articolata nelle seguenti fasi:

- Valutazione dei carichi di natura statica agenti sulla parete: carichi verticali definiti conformemente alle combinazioni di carico previste al punto B.8.2 del D.M. 16.01.1996 (vedi punto 2.4).
- Calcolo per ognuna delle combinazioni di carico di cui al B.8.2 del DM 16.1.96 dei valori della resistenza caratteristica a taglio per ogni muro, in accordo con il punto 2.3.2.1 del DM 20.11.87:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4 \sigma_0$$

dove:

$f_{vk0}$  = resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali<sup>10</sup>.

$\sigma_0$  = tensione normale media dovuta ai carichi verticali combinati come al punto B.8.2 valutata per il singolo pannello murario.

In generale, per questo tipo di verifica, la combinazione più sfavorevole è quella che comporta il minimo sforzo normale.

- Valutazione delle azioni orizzontali sismiche agenti su ciascuna parete  $\bar{T}$  in funzione dei parametri  $C_0$  e  $C_{fin}$  e delle aree di influenza.
- Calcolo della resistenza a taglio  $T_i$  di ogni singolo muro secondo la relazione seguente:

$$T_i = \beta f_{vk} A_i$$

dove:

$A_i$  = area della sezione orizzontale del muro

$\beta$  = coefficiente di parzializzazione della sezione, generalmente assunto pari ad 1<sup>11,12</sup>.

- Il coefficiente  $C_0$  o  $C_{fin}$  è determinato come il valore minimo in corrispondenza del quale si ha il raggiungimento della resistenza a taglio da parte del primo setto.

##### 4.2.1.2. Verifica a pressoflessione

La verifica a pressoflessione è articolata nelle seguenti fasi:

- Valutazione dei carichi di natura statica agenti sulla parete: carichi verticali definiti conformemente alle combinazioni di carico previste al punto B.8.2 del D.M. 16.01.1996 (vedi punto 2.4), applicati con le rispettive eccentricità; corrispondenti azioni orizzontali dovute ad eventuali comportamenti spingenti (tetti, volte). La ripartizione dei carichi trasferiti dagli orizzontamenti va effettuata tenendo conto delle aree di influenza di ciascuna parete, in relazione alle modalità di tessitura dei solai.
- Valutazione delle azioni orizzontali sismiche in funzione dei parametri  $C_0$  e  $C_{fin}$  in

---

eventualità il momento in sommità e al piede è pari a:

$$M = T h/2$$

<sup>10</sup> Per i casi correnti il progettista potrà decidere, in assenza di determinazione più precisa delle caratteristiche dei materiali, di equiparare il valore della resistenza  $f_{vk0}$  al valore di  $\tau_k$  riportato nella Tabella 2.1.

<sup>11</sup> Vedi nota 4.

<sup>12</sup> Vedi nota 5.

relazione ai carichi verticali gravanti sulla parete.

- Valutazione del coefficiente di riduzione della resistenza della muratura  $\Phi_t$  in corrispondenza dell'eccentricità trasversale  $e_{bt}$  risultante dalle eccentricità di carico degli orizzontamenti e delle murature sovrastanti.
- In accordo con il punto 2.2.1 del D.M. 20.11.87, per ciascun maschio, si ricava il valore del coefficiente di riduzione della resistenza  $\Phi_{lim}$  per l'eccentricità longitudinale, in corrispondenza del quale si ottiene il raggiungimento della resistenza a compressione caratteristica del materiale:

$$\Phi_{lim} = N / (\Phi_t \sigma_k A)$$

- In accordo con il punto 2.4.1.2.1, dalla tabella del punto 2.2.1.4 si ricava, in funzione di  $\Phi_{lim}$  (vedi Tabella 4-1) e per una snellezza convenzionale  $h_o/t = 0$ , il valore del coefficiente di eccentricità  $m$ :

$$m = 6 e_{lim} / t$$

da cui:

$$e_{lim} = m t / 6$$

Per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare, in nessun caso sono ammesse estrapolazioni. Nel caso di valori di  $\Phi_{lim}$  inferiori a quelli contemplati, si assumerà:

$$m = 2$$

In questo modo, oltre a rendere sempre applicabile il procedimento, si calcolano in maniera cautelativa i valori di  $m$ , quindi della eccentricità disponibile, ed i valori di  $C_0$  e  $C_{fin}$ .

- Si calcola per ogni muro e nella sezione di verifica, in relazione al modello strutturale adottato, il valore del momento dovuto alle azioni sismiche nel piano della parete  $M_{sis}^{13}$  in funzione di  $C_0$  e  $C_{fin}$ .
- I valori dei parametri  $C_0$  e  $C_{fin}$  sono determinati imponendo:

$$e_{lim} = M_{sis} / N$$

#### 4.2.2. Verifica secondo la Circolare 21745/81

##### 4.2.2.1. Verifica a taglio

La verifica a taglio è articolata nelle seguenti fasi:

- Valutazione dei carichi di natura statica agenti sulla parete: carichi verticali definiti conformemente alle combinazioni di carico previste al punto B.8.2 del D.M. 16.01.1996 (vedi punto 2.4).
- Valutazione dei valori della resistenza caratteristica a taglio per ogni muro  $\tau_k$  (vedi punto 2.2).
- Calcolo della resistenza a taglio ultima  $T_{ui}$  di ogni singolo pannello murario secondo la relazione seguente:

$$T_{ui} = A_i \tau_u$$

dove:

$A_i$  = area della sezione orizzontale del muro.

---

<sup>13</sup> Quando l'edificio presenta elementi di connessione dei maschi murari con una notevole rigidità sul piano verticale tale da garantire la congruenza degli spostamenti in corrispondenza degli orizzontamenti (es. sotto-finestra di comprovata resistenza flessionale), è accettabile la determinazione del momento flettente sui maschi murari sulla base di un modello a telaio di tipo shear-type:  $M = T h/2$

$$\tau_u = \tau_k \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{1.5 \tau_k}}$$

$\sigma_o$  = tensione normale media dovuta ai carichi verticali combinati come al punto B.8.2 valutata per il singolo pannello murario.

In generale, per questo tipo di verifica, la combinazione più sfavorevole è quella che comporta il minimo sforzo normale.

- Valutazione delle azioni orizzontali sismiche agenti su ciascuna parete  $\bar{T}$  in funzione dei parametri  $C_0$  e  $C_{fin}$  e delle aree di influenza.
- Determinazione dei valori di  $C_0$  e  $C_{fin}$  in corrispondenza del collasso del primo setto<sup>14</sup>, dall'uguaglianza ad ogni piano e per ogni maschio della resistenza al taglio  $T_{ui}$  con l'azione sismica orizzontale  $\bar{T}$  che gli compete.

#### 4.2.2.2. Verifica a pressoflessione

La verifica a pressoflessione secondo il metodo proposto dalla Circolare LL.PP. n 21745 è articolata nelle seguenti fasi:

- Valutazione dei carichi di natura statica agenti sulla parete: carichi verticali definiti conformemente alle combinazioni di carico previste al punto B.8.2 del D.M. 16.01.1996 (vedi punto 2.4); corrispondenti azioni orizzontali dovute ad eventuali comportamenti spingenti (tetti, volte). La ripartizione dei carichi trasferiti dagli orizzontamenti va effettuata tenendo conto delle aree di influenza di ciascuna parete, in relazione alle modalità di tessitura dei solai. Da notare che nell'ambito di applicazione di questo metodo è possibile trascurare le eccentricità derivanti dai carichi verticali e quelle derivanti dalle tolleranze di esecuzione.
- Valutazione delle azioni orizzontali sismiche in funzione dei parametri  $C_0$  e  $C_{fin}$  in relazione ai carichi verticali gravanti sulla parete.
- Valutazione dell'effetto flessionale dell'azione parallela alla parete nell'ipotesi di comportamento lineare a sezione interamente reagente tramite la formula<sup>15</sup>:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

- Determinazione della resistenza caratteristica a trazione che, in assenza di dati sperimentali adeguatamente documentati, potrà essere assunta pari alla resistenza tangenziale caratteristica ( $\sigma_{rt} = \tau_k$  secondo la Tabella 1 della Circolare M.LL.PP. 30 Luglio 1981 n° 21745).
- Determinazione dei valori dei parametri  $C_0$  e  $C_{fin}$  imponendo il raggiungimento della tensione massima di compressione o di trazione ai lembi della sezione trasversale del muro.

### 4.3. VERIFICA A TAGLIO SEMPLIFICATA

Se un edificio è sufficientemente regolare, sia in pianta che in elevazione, di modo che

<sup>14</sup> Qualora il progettista ritenga, in virtù della tipologia strutturale dell'edificio, che non sia possibile trascurare gli effetti flessionali sui pannelli murari, si dovrà considerare l'opportunità di impiegare modelli nei quali la resistenza a taglio della muratura varia in funzione della parzializzazione della sezione, e non potrà omettersi la verifica a pressoflessione nel piano.

<sup>15</sup> Vedi nota 6.

non siano da temere influenze sensibili dei fenomeni di torsione, se la sua resistenza globale è determinata da meccanismi di rottura per taglio e se, infine, le tensioni normali nei setti sono abbastanza uniformi, allora si può pensare di adottare un criterio di verifica ancor più semplificato del POR. Ovviamente devono comunque essere valutata la sicurezza nei confronti dei meccanismi locali di collasso fuori dal piano e devono essere presenti collegamenti in grado di garantire le correlazioni verticali.

Uno dei criteri possibili è quello conosciuto come VeT (Verifica a Taglio), che consiste nel confrontare ad ogni piano il taglio globale dovuto all'azione sismica  $T_{ext}$  con la resistenza globale  $R_u$  somma delle resistenze ultime di tutti i maschi murari paralleli alla direzione del sisma.

Poiché  $T_{ext}$  è funzione lineare del coefficiente sismico e del peso di struttura sovrastante il piano di verifica, l'equazione di equilibrio globale

$$T_{ext} = R_u$$

porta alla determinazione diretta dell'azione sismica che può essere sostenuta a ciascun piano, una volta nota la resistenza

$$R_u = \sum R_{ui} = \sum A_i \tau_{ui}$$

dove l'indice  $i$  individua il generico setto, di area  $A_i$ , del piano in esame e  $\tau_{ui}$  è la tensione tangenziale ultima del pannello, tenuto conto dello sforzo normale su di esso gravante.

Si può, infatti, scrivere

$$T_{ext} = C \beta W \delta$$

dove  $C$  è il coefficiente di intensità sismica,  $\beta$  il coefficiente di struttura,  $W$  il peso delle strutture poste al di sopra del piano di verifica,  $\delta$  è il coefficiente che tiene conto della distribuzione delle forze di inerzia in elevato e che, per strutture regolari, coincide con il valore riportato nella Tabella 4-1.

Piano di verifica	Numero totale di piani				
	1	2	3	4	5
1	1	1	1	1	1
2	-	1.33	1.25	1.2	1.17
3	-	-	1.5	1.4	1.33
4	-	-	-	1.6	1.5
5	-	-	-	-	1.67

**Tabella 4-1: Coefficienti di maggiorazione dei tagli di piano [M15]**

Si ottiene:

$$C = R_u / (\beta W \delta)$$

Questa relazione può essere ulteriormente semplificata quando si può ritenere che i pesi di piano siano abbastanza uniformi in pianta e costanti da piano a piano ottenendo la formula ben nota adottata anche nella determinazione della resistenza convenzionale a taglio che viene utilizzata, nell'allegato A alla legge 61/98, per discriminare uniformemente, in fase di determinazione dei livelli di contributo, gli edifici più vulnerabili.

Definite le seguenti grandezze meccaniche e geometriche:

- $N$  = numero dei piani al di sopra della quota di verifica
- $A_t$  = area totale coperta
- $A_x$  = area totale elementi resistenti in direzione  $x$
- $A_y$  = area totale elementi resistenti in direzione  $y$

- A = area minima fra  $A_x$  e  $A_y$
- B = area massima fra  $A_x$  e  $A_y$
- $a_o$  = rapporto fra area minima delle murature ed area coperta ( $A/A_t$ )
- $\gamma$  = rapporto fra area massima e minima delle murature ( $B/A$ )
- $\tau_k$  = resistenza caratteristica di riferimento (vedi punto 2.2)
- $p_m$  = peso specifico delle murature
- $p_s$  = carico permanente per unità di superficie di solaio
- h = altezza media di interpiano
- q = peso medio per unità di area coperta di un livello

si ottiene:

$$C_0, C_{fin} = \frac{a_o \tau_k}{d q N} \sqrt{1 + \frac{q N}{1.5 a_o \tau_k (1 + g)}}$$

dove:

$$q = \frac{(A_x + A_y) h p_m}{A_t} + p_s$$

L'applicabilità di tale verifica in fase di progetto degli interventi, cosa ben diversa dalla valutazione convenzionale fatta per discriminare gli edifici su cui si poteva intervenire con il decreto 61/97, è opportuno sia ristretta ai casi in cui siano verificate le seguenti condizioni:

- l'edificio non possieda più di due piani in elevazione;
- i maschi murari presentino continuità strutturale in elevazione (mancanza di murature in falso) e siano sottoposti a tensioni normali non molto variabili (scarti compresi entro il 40 %);
- l'edificio abbia per ogni piano irregolarità di geometria in pianta di debole entità, definita come distanza massima, secondo le direzioni principali, fra "baricentro delle rigidezze" e punto di applicazione delle forze sismiche agenti, inferiore 0.15 $\zeta$  volte la dimensione massima dell'edificio nella direzione ortogonale (v. Fig. 4.3):

$$\frac{e_x}{Y} < 0.15 z_1 \quad \frac{e_y}{X} < 0.15 z_2$$

dove:

$e_x, e_y$  = eccentricità secondo X e secondo Y

X, Y = dimensioni del rettangolo circoscritto alla pianta dell'edificio (v. Figura 4.3)

$\zeta_1$  = coefficiente di riduzione per piante difformi dalla forma rettangolare =  $(Y-b_1) / Y$

$\zeta_2$  = coefficiente di riduzione per piante difformi dalla forma rettangolare =  $(X-b_2) / X$

$b_1$  = massima distanza in direzione ortogonale a X fra pianta dell'edificio e bordo del rettangolo circoscritto

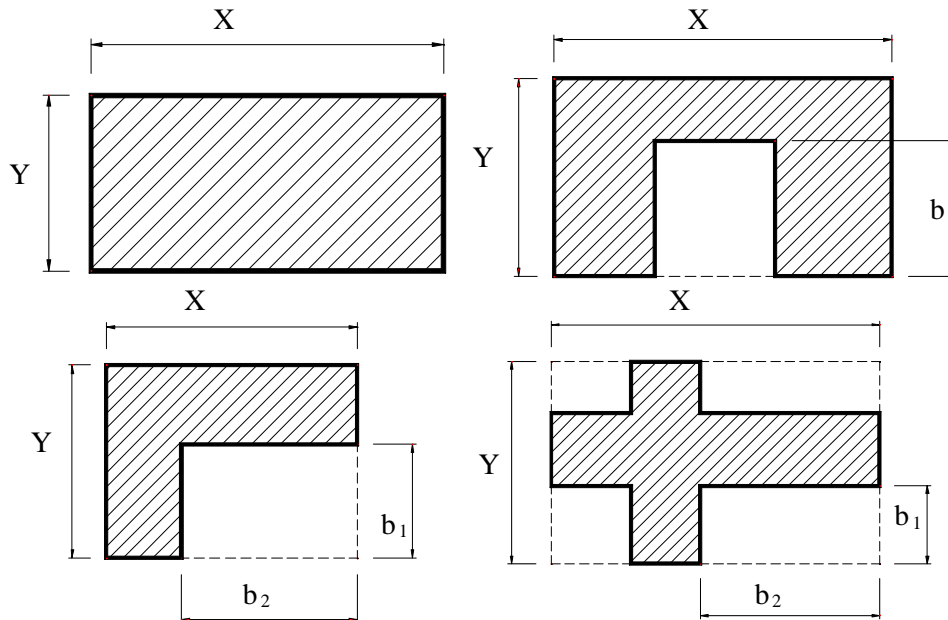
$b_2$  = massima distanza in direzione ortogonale a Y fra pianta dell'edificio e bordo del rettangolo circoscritto

Si osserva che:

1. Per costruzioni che hanno forma planimetrica ragionevolmente vicina a quella rettangolare, risulta necessario individuare il rettangolo circoscritto che approssima meglio la pianta dell'edificio.
2. Non si deve tenere conto di rientranze lungo il perimetro dell'edificio di dimensioni inferiori al 25% della lunghezza del lato corrispondente.



3. I coefficienti di forma  $\zeta_1$  e  $\zeta_2$  tengono conto, tramite una riduzione del rapporto limite fra eccentricità e dimensione massima in direzione ortogonale, del cattivo comportamento di edifici con pianta a “L” o che comunque sono caratterizzati da notevoli irregolarità geometriche in pianta. Anche in questo caso occorre individuare il minimo rettangolo che circoscrive l’edificio.



**Figura 4.3: Schemi planimetrici di riferimento per la determinazione delle eccentricità massime ammesse per la verifica semplificata.**

E’ interessante notare come il termine di carico sia assolutamente congruente con la combinazione di carico di cui al punto B.8.2 del D.M. 16.01.1996 e già prevista al punto prevista al punto 2.4 del presente lavoro, assunti:

$$\gamma_G = 1 \quad \gamma_Q = 0$$

che risulta sicuramente la più cautelativa ai fini della determinazione della resistenza a taglio.

Nel caso in cui l’edificio oggetto di verifica sia adiacente ad altri e ne condivida le murature, la valutazione dell’area coperta dovrà comprendere non meno del cinquanta per cento delle aree degli edifici adiacenti comprese fra le murature condivise e il primo elemento strutturale parallelo.

Nel caso in cui ci siano variazioni rilevanti in pianta ed in elevato delle caratteristiche geometriche e meccaniche della muratura (peso specifico, resistenza caratteristica a taglio) e dei carichi verticali, i parametri da utilizzare nel calcolo dovranno essere valutati con un’operazione di media ponderata.



## 5. VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DEI COLLEGAMENTI

Dopo il predimensionamento di cui al punto 3.1, la verifica dei collegamenti è implicitamente soddisfatta qualora il valore di  $C_{fin}$  relativo al collasso per ribaltamento è maggiore o uguale a  $0,65C_{rif}$ .

La massima trazione  $T$  che può essere fornita dai tiranti e dai cordoli è determinabile tramite la relazione:

$$T = f_y A / \gamma_m$$

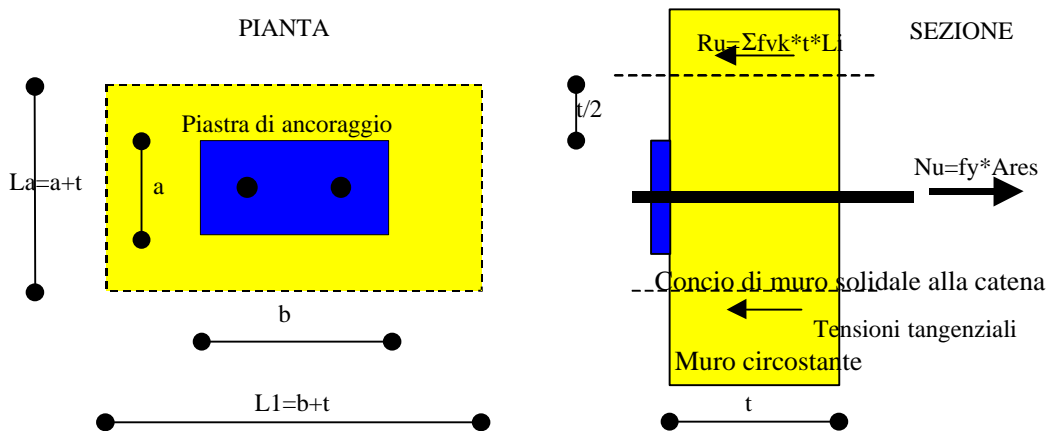
dove:

$f_y$  = tensione allo snervamento del tirante o delle armature del cordolo,

$A$  = sezione del tirante o area complessiva netta delle armature longitudinali del cordolo,

$\gamma_m$  = coefficiente parziale di sicurezza sul materiale (1.15).

Oltre la verifica dell'area resistente dei tiranti, è necessario procedere anche a quelle del sistema di ancoraggio dei collegamenti: nel caso delle catene i capochiave e la muratura interessata.



**Figura 5.1: Schema per la verifica a punzonamento del muro**

Il capochiave si verifica come una piastra (o trave) sottoposta alla pressione che equilibra il tiro della catena in condizioni di snervamento. Un possibile schema di calcolo semplificato è quindi, in generale, quello di trave (per bolzoni o profili a C) o quello di piastra (per elementi compatti) con un carico concentrato in corrispondenza del bullone e un carico ripartito uniforme equilibrato su tutta la superficie di contatto. Le verifiche riguardano la resistenza a flessione e a taglio dell'elemento.

Le murature nella zona di ancoraggio saranno verificate nei confronti principalmente del punzonamento, considerando il meccanismo di estrazione di un concio individuato da un

perimetro posto a distanza  $t/2$  dall'elemento di collegamento (Figura 5.1), che resiste grazie alla tensione tangenziale scambiata con la muratura circostante. Sulle facce orizzontali si considererà la tensione tangenziale limite  $f_{vk}$  (o  $\tau_u$ ), sulle facce laterali la tensione  $f_{vko}$  (o  $\tau_k$ ). In favore di sicurezza si potrà trascurare il contributo delle facce laterali. Nel caso di muratura a blocchi quadrati è appropriato considerare un meccanismo di scorrimento dei blocchi direttamente caricati rispetto a quelli adiacenti, utilizzando come resistenza allo scorrimento quella a taglio dei letti di malta, così come determinabile da prove su triplete, con l'opportuna forza normale al letto. Un simile modello è proposto in [M12], dove si fa affidamento sulla resistenza ad attrito sulle sole facce orizzontali del blocco.

In casi particolari potrà essere opportuno verificare anche la resistenza del muro nei confronti della penetrazione dell'ancoraggio, dovuta ad eccesso di pressione di contatto. E' questo, ad esempio, il caso degli ancoraggi lineari su murature composte da elementi lapidei di piccole dimensioni dove un possibile schema di riferimento è quello che consiste nell'individuare un'area direttamente caricata ( $A_1$ ), di dimensioni pari alla zona di contatto, e un'area di ripartizione concentrica alla precedente ( $A_2$ ) estesa fino a raggiungere i lati liberi della muratura. La verifica consiste nel confrontare la tensione di contatto con la resistenza caratteristica a compressione aumentata di un coefficiente  $\psi = \sqrt{A_2/A_1}$ , non maggiore di 2:

$$T/(ab) \leq \psi \sigma_k$$

## **6. VERIFICHE IN FONDAZIONE**

### **6.1. PARAMETRI DI CALCOLO E VERIFICA**

Il progettista dovrà valutare il livello di sicurezza in fondazione. La resistenza in fondazione potrà essere quantificata sulla base delle verifiche previste dal D.M. 11.03.1988, assumendo i seguenti parametri di calcolo:

- le azioni sismiche devono essere calcolate con  $\beta_2 = 1$ ;
- i coefficienti di sicurezza possono essere ridotti del venti per cento.

### **6.2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA**

Ipotesi di lavoro:

1. Il fabbricato non presenta dissesti fondali, non sono previsti interventi in fondazione ma possono essere previsti limitate modifiche delle tensioni unitarie sui terreni.

2. Il fabbricato presenta dissesti fondali per cui vengono previsti interventi in fondazione che modificano l'interazione terreno-struttura.

Nel primo caso, la valutazione del livello di sicurezza deve riguardare sia il terreno interessato dai carichi trasmessi dalle strutture di fondazione che le strutture di fondazione stesse. Come previsto al punto C.3. del D.M. 11/03/88, “nel caso di modesti manufatti che ricadono in zone già note, le indagini in sito ed in laboratorio sui terreni di fondazione possono essere ridotte od omesse, sempreché sia possibile procedere alla caratterizzazione dei terreni sulla base di dati e di notizie raccolti mediante indagini precedenti, eseguite su terreni simili ed in aree adiacenti. In tal caso, dovranno essere specificate le fonti dalle quali si è pervenuti alla caratterizzazione fisico-meccanica del sottosuolo.” Su tali informazioni potrà, responsabilmente, essere basata la progettazione comprendente lo studio dei fenomeni sia di carattere locale che fenomeni di carattere globale dell'insieme terreno-struttura.

Nel secondo caso, risulta sempre necessaria la caratterizzazione geotecnica qualitativa e quantitativa del sottosuolo per consentire la scelta della soluzione progettuale ed eseguire i calcoli di verifica.



## 7. APPENDICE: METODI DI VERIFICA A CONFRONTO

Come già diffusamente illustrato nei capitoli precedenti, la verifica delle murature è in gran parte basata su metodi statici applicati ad alcuni meccanismi di collasso. Questo approccio si integra molto bene con l'analisi del danno e della vulnerabilità che le direttive richiedono quale secondo passo fondamentale della progettazione, il primo essendo l'accurata conoscenza del manufatto, dei materiali e delle sue trasformazioni<sup>16</sup>. Si verifica, infatti, una naturale consequenzialità fra l'identificazione "sperimentale" dei meccanismi di collasso attivati (lettura del danno) o attivabili (identificazione delle carenze) e la loro schematizzazione in modelli di calcolo tesi alla "misura" delle condizioni di sicurezza.

Ovviamente questa misura non può che essere basata, in generale, su metodi semplificati, così come previsto nel punto C.9.2 della circolare Min. LL.PP. 65 AA.GG./97, anche perché le molte incertezze che influenzano la modellazione di edifici esistenti, a partire dalle tecniche costruttive, per finire ai materiali e agli effetti di danni e trasformazioni successive, rendono spesso inutilmente oneroso il ricorso a strumenti di calcolo complessi. Ciò comporta un certo carattere convenzionale dello strumento, che non ne vanifica, però, l'efficacia ai fini della ricerca dei punti deboli della struttura, della determinazione delle priorità di intervento e della valutazione del rapporto benefici/costi.

In questa appendice vengono ripresi alcuni tipi fondamentali di verifiche illustrati nei capitoli precedenti che vengono discussi ed affrontati con diverse metodologie per evidenziare la dispersione dei risultati conseguente a diverse, ma spesso ugualmente lecite, scelte di modellazione.

Comune a tutti gli esempi è il carattere statico delle verifiche, cosa che introduce di per sé un forte livello di convenzionalità. E' ben noto, infatti, che il carattere dinamico del moto sismico e l'aleatorietà con cui si realizza, rendono assai complessa l'identificazione del livello di scuotimento corrispondente al collasso, ragione per cui non esiste un parametro sintetico del moto che sia unanimemente riconosciuto come indicatore del suo potenziale distruttivo.

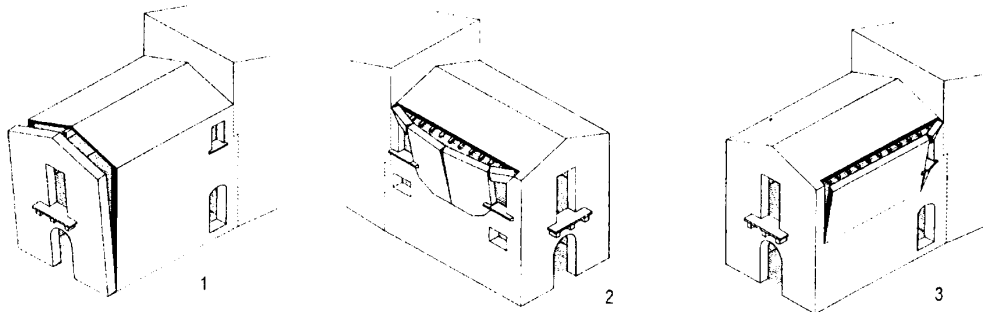
### 7.1. VERIFICA AL RIBALTAMENTO DELLA PARETE

Come riportato in premessa, l'assenza di vincoli in corrispondenza dei piani e/o della coperture può portare all'instaurarsi di fenomeni di ribaltamento come quelli riportato in Figura 1.1 e 7.1 (da [M12]). Questo fenomeno è favorito anche dall'inefficacia dei vincoli sulle pareti

---

<sup>16</sup> E' interessante qui ricordare due passi della *Circolare del Ministro della pubblica istruzione 21.7.1882 n. 683 bis sui restauri degli edifici monumentali*, che oltre un secolo fa esponeva concetti ancor oggi validi. *Le disposizioni per lo studio dei restauri mirano ad ottenere che si conoscano bene i monumenti e si sappiano evitare gli errori in cui ora per lo più si cade, ricorrendo a rifacimenti non indispensabili, che spesso non rispettano né per forma né per sostanza l'antico, a ripristinamenti per cui si sopprimono ricordi storici od elementi di costruzione o decorativi....., a completamenti non studiati a sufficienza..... Queste disposizioni devono essere applicate avvertendo che, per avere una perfetta cognizione del monumento, è necessario rifare su di esso il lavoro delle menti che lo hanno ideato... Cosicché, quanto al concetto è d'uopo che si riconoscano, colla scorta dei documenti storici e collo studio diretto delle costruzioni, le esigenze dei tempi in cui l'edificio fu elevato o modificato, ed i mezzi coi quali fu soddisfatto a queste esigenze: e quindi il fine cui si è mirato e la distribuzione e le proporzioni adottate.*

verticali ortogonali (casi 1 e 3 di Fig. 7.1), sia per l'eccessiva distanza di queste ultime, sia per la presenza di aperture (caso 2 di Fig. 7.1). Il fenomeno è ulteriormente incentivato dalla presenza di spinte dovute agli orizzontamenti ed alle coperture.



**Figura 7.1: Schemi di ribaltamento della parete sull'intera altezza (1), ad un piano superiore (3), accompagnato da flessione nel piano e favorito da aperture (2) (da [M12])**

Uno schema di calcolo che permette di valutare approssimativamente la resistenza nei confronti di questo meccanismo di collasso è quello del blocco rigido vincolato in corrispondenza di uno spigolo al piede e sottoposto ad un sistema di forze orizzontali statiche che simulano l'effetto dell'accelerazione orizzontale subita dalla massa del blocco stesso e dalle altre su esso gravanti. L'azione sismica è pari a  $\beta C^{17}$ , in accordo con quanto stabilito dal D.M. 16.1.96, anche se, in linea di principio, sarebbe più coerente assumere una azione incrementata sia per tenere conto della distribuzione in altezza delle forze di inerzia (coefficiente  $\gamma_i$ , v. ad esempio [M17]) sia per tenere conto della amplificazione locale del moto sismico (coefficiente  $F_a$ ).

Se si esclude la possibilità di scivolamento rispetto alla base e si ipotizza che la perdita dell'equilibrio si raggiunga per rotazione attorno ad un punto situato in prossimità del lembo più compresso del muro (punto B' o A' di Fig. 7.2, da [M12], [M10]) si ottiene una semplice misura della sicurezza imponendo l'equilibrio fra i momenti ribaltanti e stabilizzanti rispetto a tale punto.

In sostanza si effettua lo stesso tipo di verifica che si fa per i muri di sostegno del terreno, le spalle dei ponti e simili, soltanto che, trattandosi di verifica a rottura ci si accontenta del fattore di sicurezza unitario. In realtà questa verifica viene spesso condotta rispetto ad un polo situato sul lembo estremo della muratura (A o B), implicitamente assumendo che non si abbia cedimento della zona di cerniera per effetto del superamento della resistenza a schiacciamento. La scelta di un polo più interno (A' o B' di figura) risponde proprio alla volontà di tenere conto anche della possibilità che si instauri una rottura locale per superamento della resistenza a compressione del muro.

<sup>17</sup> Il valore di C è pari a  $C_0$  nel caso di verifica dello stato di fatto, a  $C_{fin}$  nel caso di verifica dello stato di progetto, oppure è unitario nel caso si applichi la formula diretta (1).



In Figura 7.2 è proposto uno schema di calcolo che tiene conto dello spostamento del polo dovuto alla limitazione della resistenza allo schiacciamento. In sostanza si ipotizza che la distribuzione delle tensioni normali sulla sezione di ribaltamento abbia andamento triangolare con massimo assegnato, per il quale viene proposto un valore di 1 Mpa, ed equilibri i carichi verticali. Questa ipotesi era già stata formulata in [M12], con la differenza che il polo veniva posto in corrispondenza del baricentro delle tensioni di compressione, in modo da imporre l'equilibrio alla rotazione senza dover esplicitamente includere queste ultime. Un'altra possibile ipotesi è di assumere una distribuzione di tensioni normali uniforme e pari al valore della resistenza a compressione, come si fa nella verifica agli s.l.u. del c.a: in questo caso il polo di riduzione dei momenti è situato al centro della zona compressa.

Riassumendo, con riferimento alla simbologia riportata nella Figura 7.2, la posizione del polo è individuata dalla misura  $t_i$  pari a 0 nel caso di resistenza infinita, a  $2N/\sigma_c$  nel caso di fig.7.2, a  $2N/(3\sigma_c)$  nell'ipotesi di Giuffrè e a  $N/(2\sigma_k)$  se si usa la distribuzione rettangolare delle tensioni. Si ritiene che l'approssimazione di trascurare la resistenza allo schiacciamento del muro sia accettabile in quanto le differenze di stima che si ottengono non sono forti (v. Cap. 8) e, comunque, questa verifica è generalmente molto limitativa, specialmente quando siano presenti forze sismiche concentrate trasmesse dai solai e/o si tratti di tratti di parete comprendenti più di un piano. In questi ultimi casi è praticamente sempre necessario disporre tiranti che vincolino in testa e ai solai la parete.

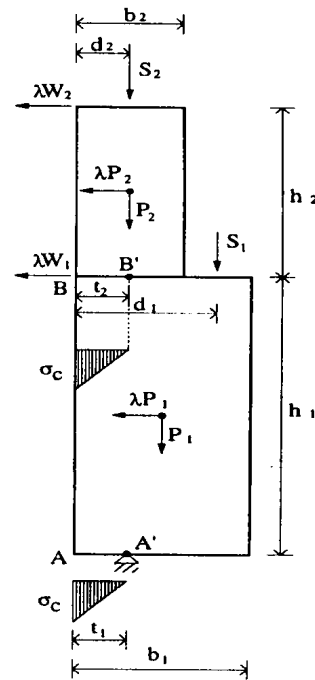
Se la sollecitazione ribaltante è interamente dovuta al sisma essa può essere espressa come prodotto fra coefficiente Sismico  $C_0$  o  $C_{fin}$  e il momento MR calcolato per  $C=1$ . In questa ipotesi il coefficiente  $C_0$ , che esprime il valore dell'azione sismica alla quale corrisponde il verificarsi del ribaltamento in assenza di collegamenti in sommità della parete, è pari semplicemente al rapporto fra il momento stabilizzante MS e quello ribaltante calcolato per una azione sismica avente  $C_{rif} = 1$ .

$$C_0 = MS/MR(C=1) \quad (1)$$

Se il momento ribaltante è dovuto anche ad azioni verticali, come avviene nel caso di strutture spingenti, l'espressione di  $C_0$  è simile ma al numeratore compare il momento stabilizzante netto, somma algebrica di quello effettivamente stabilizzante e di quello ribaltante dovuto alle spinte generate dai carichi verticali.

Per avere un'idea di quanto sia limitante questa verifica si riportano in Tab. 7.1 i risultati del calcolo di  $C_0$  svolto per una parete di altezza pari ad un solo piano (o parete all'ultimo piano di un edificio), con un solo solaio gravante su di essa e con le seguenti caratteristiche:

- altezza parete = 3.5 m;



**Figura 7.2: Schema per la verifica al ribaltamento (da [M10])**

- peso specifico muratura = 17kN/m<sup>3</sup>;
- peso del solaio gravante = 12.5 kN/m;
- distanza fra reazione verticale del solaio e lembo esterno del muro = 2/3 spessore.

Il calcolo è sviluppato considerando due posizioni limite del polo di rotazione: quella in corrispondenza del lembo esterno della parete (resistenza a compressione infinita) e quella corrispondente al punto di nullo di una distribuzione triangolare (criterio di fig. 3 con  $\sigma_c = 1$  Mpa). Inoltre si considerano i due casi di forze d'inerzia del solaio agenti o non agenti sulla parete. I risultati sono riassunti nella tabella seguente.

Spessore muro t (m)	Peso muro (kN)	Verifica rispetto al lembo esterno		Verifica con distribuzione triangolare delle tensioni ( $\sigma_c = 1$ Mpa)	
		C <sub>0</sub> con spinta solaio	C <sub>0</sub> senza spinta solaio	C <sub>0</sub> con spinta solaio	C <sub>0</sub> senza spinta solaio
0.3	17.9	.027	.064	.023	.056
0.5	29.8	.047	.086	.042	.077
0.7	41.7	.067	.108	.061	.097

**Tabella 7-1: Coefficienti sismici corrispondenti al ribaltamento di una parete alta 3.5 m**

Si vede che la presenza della spinta legata all'inerzia del solaio cambia radicalmente le condizioni di sicurezza: per una parete da 50 cm di spessore il valore dell'azione sismica che conduce al ribaltamento è espresso da un coefficiente sismico pari a 0.086 se il solaio scarica la sua inerzia sui muri ortogonali, mentre vale 0.047 se spinge sulla parete oggetto di verifica. La considerazione della resistenza allo schiacciamento produce un abbattimento di C<sub>0</sub> del 10 – 15% nel caso limite di distribuzione di tensioni triangolare, tale differenza sarebbe inferiore se si considerasse 1/4 di questa distanza (distribuzione uniforme).

E' evidente che passando a pareti con due o più tese non vincolate la verifica al ribaltamento diventa sempre più determinante e quindi diventa obbligatorio disporre idonei vincoli in corrispondenza dei solai e, ovviamente, fare in modo che le azioni sostenute da tali vincoli siano poi trasmesse alle pareti ortogonali. Questa è la ragione per cui nelle direttive sono individuati come prioritari gli interventi volti ad eliminare le spinte, assicurare il collegamento solai – pareti e pareti – pareti.

## 7.2. VERIFICA DEI COLLEGAMENTI FRA PARETI E SOLAI E FRA PARETI.

Le funzioni di questi vincoli sono:

1. fornire il supporto necessario affinché le pareti non ribaltino fuori dal loro piano (v. par. precedente);
2. contribuire a ricondurre le forze d'inerzia agenti sugli orizzontamenti fino alle pareti portanti;
3. funzionare come montanti di un sistema a traliccio per riportare alle fondazioni le azioni orizzontali dovute al sisma.

Riferendoci al solo primo caso osserviamo che il modo più semplice di calcolare i collegamenti è quello di imporre ancora l'equilibrio fra sollecitazioni ribaltanti e stabilizzanti della parete tenendo conto di un termine stabilizzante pari alla forza nel tirante moltiplicata per

la distanza dal punto di rotazione. In questo calcolo le forze sismiche possono essere assunte pari a quelle prese in considerazione per la verifica al ribaltamento<sup>18</sup>. Assegnando il valore dell'azione sismica si ottiene il tiro richiesto al collegamento per garantire l'equilibrio, se invece il collegamento esiste già e se ne vuole valutare l'adeguatezza si assume che il tirante espliciti la sua massima resistenza e si calcola il valore dell'azione sismica massima per la quale l'equilibrio è garantito. In entrambi i casi occorre successivamente verificare la resistenza del muro inflesso fra due vincoli in modo da essere certi che questo secondo meccanismo non diventi più sfavorevole del primo<sup>19</sup>.

Con riferimento alla Fig. 7.2<sup>20</sup> la reazione richiesta al collegamento di sommità per l'equilibrio della seconda tesa rispetto al punto B' fornisce:

$$R_2 = \lambda (W_2 + P_2/2) - [(S_2(d_2-t_2)+P_2(b_2/2-t_2)]/h_2 \quad (2)$$

Da cui, ponendo  $\lambda = C\beta$ , si ricava il valore minimo di resistenza richiesta al collegamento al livello 2 oppure, dato  $R_2 = f_{yk} A_2$ , si ricava il valore di C corrispondente (ad esempio  $C_{fin}$  relativo al ribaltamento della tesa dopo la disposizione del collegamento, oppure  $C_o$  se il collegamento esiste già).

$$C_{fin} = \{ f_{yk} A_2 + [(S_2(d_2-t_2)+P_2(b_2/2-t_2)]/h_2 \} / [\beta (W_2 + P_2/2)] \quad (3)$$

La forza richiesta al collegamento al livello inferiore si ottiene da una equazione di equilibrio analoga, nella quale compare  $R_2$ . E' bene puntualizzare che affinché il dimensionamento dei tiranti ai piani inferiori sia corretto occorre considerare i valori esatti delle resistenze richieste  $R_i$  ai piani superiori ( $i > j$ ). In caso contrario potrebbe accadere che un sovradimensionamento di un tirante superiore conduca a sottodimensionarne uno a livello inferiore pur essendo la verifica al ribaltamento globalmente soddisfatta. Di questo fatto ci si accorgerebbe confrontando le reazioni vincolari con le resistenze disponibili al momento di effettuare le verifiche a pressoflessione delle varie tese.

Per effettuare insieme le due verifiche si possono anche calcolare le reazioni di vincolo delle pareti nell'ambito della verifica a pressoflessione (v. par. successivo) ed usarle per dimensionare i collegamenti. Questa soluzione è particolarmente semplice se si utilizza uno schema di calcolo nel quale ogni tesa di parete è una trave appoggiata e se è lecito (in favore di sicurezza) trascurare i momenti dovuti alle forze verticali<sup>21</sup>. Ad esempio, nel caso di Fig. 7.2, trascurando i momenti dovuti alle forze verticali si ottiene:

Catena di sommità:

$$R_2 = \lambda (W_2 + P_2/2) = C\beta (W_2 + P_2/2) \quad (4)$$

Catena al primo piano:

$$R_1 = \lambda (W_1 + P1/2 + P_2/2) = C\beta (W_1 + P1/2 + P_2/2) \quad (5)$$

<sup>18</sup> In realtà il DM 16.1.96 lascia spazio a qualche interpretazione poiché i collegamenti possono essere visti in almeno due diversi modi:

- come elementi stabilizzanti ai fini delle verifiche per forze ortogonali e, pertanto, essere calcolati a fronte di forze sismiche pari a  $\beta C$  ([M12]),
- come elementi di connessione atti a garantire il comportamento scatolare dell'intera struttura, e, pertanto, essere calcolati a fronte delle forze previste per la verifica d'insieme, affette dai coefficienti di distribuzione  $\gamma_i$  ([M10], [M17]) e di amplificazione locale  $F_a(\epsilon)$ ;

<sup>19</sup> La resistenza al ribaltamento, valutata con uno schema di corpo rigido, cresce all'aumentare della resistenza dei collegamenti. Oltre un certo limite, però, il meccanismo critico di collasso diventa quello di rottura interna, vanificando ulteriori incrementi della resistenza stessa.

<sup>20</sup>  $\lambda P$  sono le forze d'inerzia sulle tese di parete,  $\lambda W$  sono le forze d'inerzia sui solai non vincolati alle pareti ortogonali.

<sup>21</sup> Nella equazione 2 ciò corrisponde a dire che il termine entro parentesi quadra è positivo.

Se i collegamenti sono disposti ad ogni piano le forze su di essi agenti sono generalmente modeste (qualche centinaio di Kg/m), cosicché è possibile usare connessioni solai – muri distribuite, realizzate con ferri di piccolo diametro ancorati nel muro con iniezioni, o con ancoraggi a secco, oppure piatti di acciaio chiodati ai tavolati ed ancorati al muro. Le catene che riprendono le risultanti di queste forze in corrispondenza dei muri trasversali, nei casi di interassi usuali attorno ai 5 m, hanno generalmente diametri compresi fra 18 e 24 mm. Occorre ricordare che la funzione di fornire un vincolo alle pareti può essere efficacemente assolta anche dalle travi degli orizzontamenti opportunamente ancorate alle murature, o dalle delle solette, o anche, trasversalmente alle travi e in assenza di solette, da appositi tondi o piatti passanti all'intradosso o all'estradosso del solaio. Collegamenti così realizzati, essendo distribuiti, evitano concentrazioni di reazioni e inflessioni dei muri nel piano orizzontale fra due catene.

La verifica dei collegamenti è completa solo se si verifica anche il dimensionamento del sistema di ancoraggio. Nel caso delle catene è consigliabile garantire che la resistenza a flessione e a taglio della testa di ancoraggio e la resistenza a punzonamento del muro siano sempre superiori alla resistenza a trazione della catena. Per quanto riguarda la prima verifica ci si potrà riferire in generale a schemi semplificati tipo aste o piastre sottoposte alla reazione(i) concentrata della catena e ad una distribuzione di pressioni uniforme con essa equilibrata.

Per quanto riguarda la seconda verifica, si controlleranno la resistenza alla penetrazione nel muro e la resistenza a punzonamento dello stesso (v. Cap. 5), tenendo conto, se del caso, dell'eventuale effetto favorevole di setti trasversali o solai.

### 7.3. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE DEI MURI PER AZIONI ORTOGONALI AL PIANO

Una volta assicurata la parete ai suoi estremi e garantita la robustezza dei vincoli, occorre verificare che le forze ortogonali ad essa non siano in grado di provocarne la rottura per pressoflessione. Anche in questo caso sono possibili diversi schemi statici e diversi criteri di verifica, alcuni di essi vengono illustrati nel seguito con lo spirito di fornire una piccola panoramica di “verifiche semplificate” così come previste dalla Circolare 65 AA.GG. Ovviamente resta fermo il fatto che i metodi di verifica in qualche modo già inquadrati in ambito normativo sono quelli contenuti nel D.M. 20.11.87 e nella circolare 21745/81.

#### 7.3.1. Circolare 21745/81

Fra i metodi più diffusi c'è quello previsto dalla circolare 21745, che ipotizza la conservazione delle sezioni trasversali piane, il legame lineare tensioni – deformazioni, e confronta le tensioni ai lembi della parete con:

1. la resistenza caratteristica a compressione  $\sigma_k$ , nel lembo compresso;
2. la resistenza caratteristica a trazione, equiparata a quella a taglio  $\tau_k$  nel lembo teso.

Le tensioni ai lembi si calcolano con la nota formula:

$$\sigma = N(1/t \pm 6e/t^2) \quad (6)$$

Come dimostrato nel par. 3.2.2, una volta noti i valori delle tensioni corrispondenti ad un certo livello di azione sismica, per esempio  $C_{rif}$ , i valori di azione sismica sostenibile dalla parete si ricavano semplicemente supponendo che il momento flettente sia interamente dovuto al sisma e che lo sforzo normale non dipenda da esso, ipotesi consentite dalla Circolare. Nel caso di parete semplicemente appoggiata ai bordi superiore e inferiore si ha:

C = minimo valore fra:

$$C_{rif} + t(\sigma_k - \sigma_{max}) / (8\gamma h^2) \text{ e } C_{rif} + t(\tau_k + \sigma_{min}) / (8\gamma h^2) \quad (6a)$$

Qualora si volesse tener conto dell'eccentricità dei carichi verticali occorrerebbe procedere come segue:

1. determinare la minima eccentricità per la quale, in corrispondenza dello sforzo normale di calcolo, si attinge la tensione caratteristica di compressione al lembo compresso o la tensione caratteristica di trazione al lembo teso:  $e_{lim} =$  valore minimo fra  $t/6 (\sigma_k t/N - 1)$  e  $t/6 (\tau_k t/N + 1)$ ;
2. calcolare il valore del momento corrispondente  $M_{lim} = N e_{lim}$ ;
3. calcolare il momento dovuto ai carichi verticali  $M_{vert}$ ;
4. calcolare il momento dovuto al sisma per  $C=1$   $M_{sis}(C=1)$
5. determinare il valore di  $C$  ipotizzando che il percorso di carico dovuto all'azione sismica corrisponda ad un incremento del solo momento  $M_{sis}$ :

$$C = (M_{lim} - M_{vert}) / M_{sis}(C=1) \quad (6b)$$

L'espressione 6b può essere sviluppata conducendo alle due equazioni seguenti, delle quali occorre considerare quella che fornisce il valore minimo:

$$C1 = N_2/2 [t/6(\sigma_k t/N_2 - 1) - e_1/2] / (\beta \gamma h^2/k) \quad (6c)$$

$$C2 = N_2/2 [t/6(\tau_k t/N_2 + 1) - e_1/2] / (\beta \gamma h^2/k) \quad (6d)$$

dove  $N_2$  è lo sforzo normale in mezzeria,  $e_1/2$  è l'eccentricità in mezzeria dei carichi verticali (che può essere sostituita da un qualsivoglia valore  $e_v$ ),  $\beta=4$ ,  $\gamma$  è il peso specifico del muro,  $k$  è il fattore di vincolo che negli esempi svolti è stato assunto pari ad 8.

### 7.3.2. Variante alla Circolare 21745/81

Una variante del metodo precedentemente esposto consiste nel trascurare completamente la resistenza a trazione della muratura e nel verificare, quindi, la sola tensione di compressione. Si ha:

$$\sigma = N(1/t + 6e/t^2) \quad \text{se } e/t \leq 1/6 \quad (7a)$$

$$\sigma = 2N/[3(t/2 - e)] \quad \text{se } 1/6 \leq e/t \leq 1/2 \quad (7b)$$

dove  $N$  è lo sforzo normale verticale per metro di parete,  $t$  è lo spessore della stessa ed  $e$  è l'eccentricità di  $N$  nella sezione di verifica. Per ricavare i valori di  $C_0$  e  $C_{fin}$  si possono utilizzare le formule viste nel caso precedente se la sezione resta sempre compressa, in sostanza se la quantità  $(\sigma_k t/N - 1)$  è minore di  $t/6$ , altrimenti l'eccentricità limite vale  $t/2 - 2N/(3\sigma_k)$ .

Nel primo caso l'espressione per il calcolo di  $C_0$  o  $C_{fin}$  sarà la (6c), nel secondo la seguente:

$$C = [N_2 t/2 - 2N_2^2 / (3\sigma_k - N_2 e_1/2)] / (\beta \gamma h^2/k) \quad (7c)$$

E' evidente che se si volesse trascurare l'eccentricità dei carichi verticali occorrerebbe porre  $e_1=0$  con conseguente aumento del valore di  $C$ .

### 7.3.3. D.M. 20.11.87

Il D.M. del 1987 consente la verifica a pressoflessione mediante il calcolo di una tensione media pari al rapporto fra lo sforzo normale agente sulla parete ( $N$ ) e un'area ridotta da un coefficiente ( $\Phi$ ) che dipende dall'eccentricità dello sforzo normale stesso e dalla snellezza della parete. Il metodo è applicabile solo in un dominio limitato di valori di snellezza ( $h/t \leq 20$ ) e di eccentricità ( $e \leq 1/3 t$ ). La porzione di sezione reagente viene determinata nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di legame costitutivo tensioni - deformazioni lineare nella zona compressa. Da queste ipotesi (v. Fig. 7.3) si deriva il coefficiente di parzializzazione della

sezione che risulta<sup>22</sup>

$$\beta = 3(0.5t - e)/t \quad (8)$$

Nella formula l'eccentricità  $e$  comprende l'effetto delle forze sismiche orizzontali, dei momenti di estremità del muro e delle imperfezioni geometriche. E' opportuno descrivere sinteticamente gli effetti di cui detto coefficiente tiene conto: per farlo ci si riferisce a quanto pubblicato nel volume di Tassios [M14] e nei documenti preparatori dell'Eurocodice 6.

L'effetto più importante, che determina la comparsa della snellezza fra le variabili che descrivono il fenomeno, è l'influenza delle deformazioni sul regime tensionale: in sostanza la non linearità geometrica. Trascurando questo effetto, infatti, il valore del coefficiente  $\Phi$ , rapporto fra la tensione media sullo spessore e la tensione di rottura a compressione del materiale, si ricava facilmente dalla Fig. 7.3: per eccentricità superiori a  $t/6$ , nell'ipotesi di resistenza a trazione nulla, la tensione media vale  $\sigma_o = N/t$ ; l'equilibrio fra tensioni normali e sollecitazioni risultanti applicate alla sezione in condizioni limite fornisce  $\sigma_k 3(t/2-e) = 2 N$ , quindi si ricava:

$$\sigma_o / \sigma_k = 3/2 (0.5 - e/t) = \Phi_o \quad (9a)$$

Per eccentricità inferiori a  $t/6$  l'equilibrio è espresso dall'uguaglianza  $\sigma_k = N/t (1+6e/t)$ , quindi si ricava :

$$\sigma_o / \sigma_k = 1 / (1 + 6e/t) = \Phi_o \quad (9b)$$

dove il simbolo  $\Phi_o$  indica il valore di coefficiente riduttivo valido nel caso in cui le sollecitazioni possono essere calcolate sulla configurazione indeformata iniziale.

Le due equazioni (9) descrivono la funzione lineare a tratti rappresentata in Fig. 7.4 a confronto con i valori di  $\Phi$  previsti dal D.M. 20.11.87 per snellezza nulla. Si vede

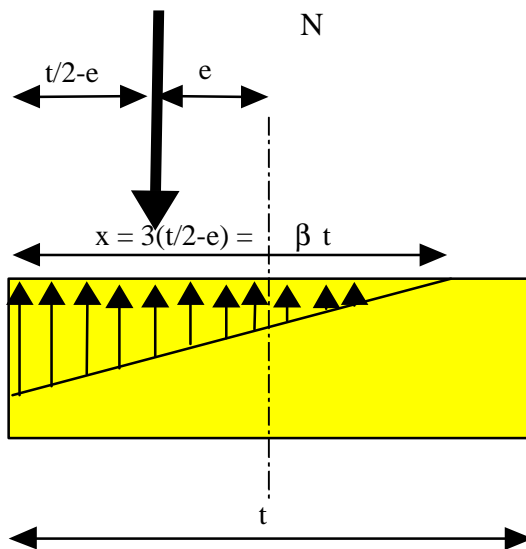


Figura 7.3: sezione trasversale di un muro soggetto a sforzo normale eccentrico, schema di calcolo della larghezza reagente

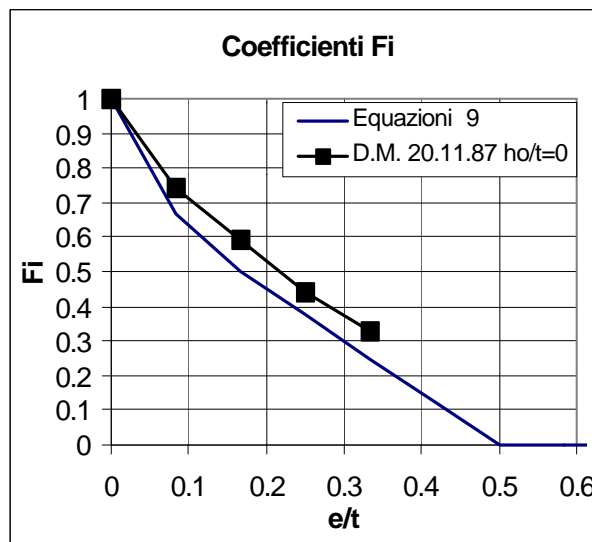


Figura 7.4: Coefficienti  $\Phi$  a confronto

<sup>22</sup> Attenzione al diverso significato di  $\beta$ , che qui indica il rapporto fra area reagente ed area totale del muro, in conformità alla simbologia del D.M. 87, mentre nel D.M. 16.1.96 lo stesso simbolo indica il coefficiente di struttura.

che l'andamento è molto simile, anche se il D.M. 87 fornisce risultati un po' meno penalizzanti. Tenendo conto, invece, dell'influenza degli spostamenti sul regime di sollecitazione si ottiene un'espressione simile alla 9a ma con una ulteriore diminuzione di  $\Phi$ , che, per eccentricità superiori ad  $1/6 t$ , è data, secondo Tassios, da:

$$\sigma_o / \sigma_k = \Phi_o / [1 + (h/t)^2 / (0.5 - e/t) (1 + \varphi) / 15/k] \quad (10)$$

In questa espressione  $k = E / \sigma_k$  e  $\varphi$  è il coefficiente di viscosità. Un'altra espressione del coefficiente  $\Phi$  si trova nei documenti preparatori dell'EC6<sup>23</sup> ed è la seguente:

$$\Phi = 1.14 (1 - 2e/t) - 0.02 h/t \quad (11)$$

In essa l'eccentricità include un termine che tiene conto dell'influenza della viscosità.

Un aspetto su cui riflettere è l'uso del coefficiente  $\Phi$  quando si progettano interventi su edifici esistenti, per i quali, cioè, si assume  $\beta = 4$ ,  $\gamma_m = 1$ . Apparentemente la situazione è più favorevole che per gli edifici nuovi, nei quali  $\beta = 2$ ,  $\gamma_m = 3$ , perché il prodotto  $\beta \gamma_m$  vale 4 nel primo caso e 6 nel secondo<sup>24</sup>. Per la verifica a pressoflessione, però, può accadere che sia determinante la condizione imposta alla limitazione della eccentricità ( $e/t \leq 2$ ), che non è influenzata dalla resistenza del materiale, e quindi risulta più gravoso l'uso di  $\beta=4$ . In questi casi, tipicamente relativi a muri poco caricati, l'uso del D.M. del 1987 si traduce in una maggiore severità di prescrizioni per gli edifici esistenti rispetto ai nuovi.

Il calcolo dei coefficienti  $C_o$  e  $C_{fin}$  si effettua secondo la metodologia illustrata nei capitoli precedenti, che non si presta ad essere espressa in forma chiusa poiché i valori di  $\Phi$  sono tabellati e non hanno una espressione analitica.

#### 7.3.4. *Equilibrio limite di una parete vincolata ai bordi (rottura interna)*

Un altro metodo, che può essere impiegato per la verifica della parete fuori dal piano, è quello che considera l'equilibrio limite della stessa fra due solai dotati di idonei collegamenti. Si suppone che i vincoli estremi della parete siano due cerniere e si determina la posizione della terza cerniera che minimizza il valore del moltiplicatore delle forze orizzontali che produce il collasso. I dettagli delle operazioni e le formule utilizzate sono riportate nel Commentario [M10], nella Fig. 7.5 è riportato lo schema di calcolo.

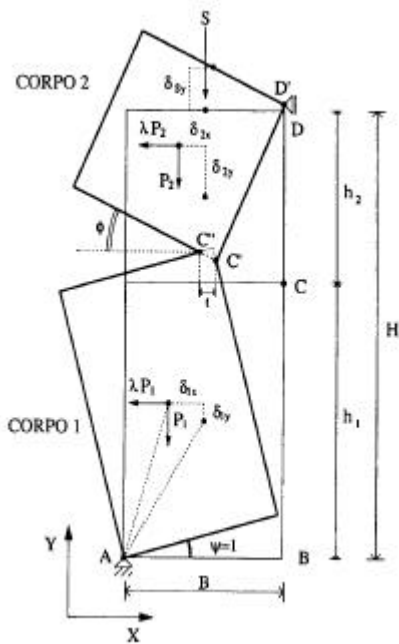
Anche in questo caso è possibile combinare la verifica del cinematismo con il controllo della tensione normale nel punto di cerniera assegnando a quest'ultima una dimensione finita dipendente dalla resistenza a compressione del materiale. La condizione limite si raggiunge allorché la linea delle pressioni esce dalla sezione. Con riferimento alla simbologia di Fig. 7.5, nella quale lo spessore del muro è indicato con  $B$  anziché  $t$ , come fatto fino ad ora, mentre il simbolo  $t$  indica l'estensione della cerniera plastica, ed assumendo  $P = P_1 + P_2$ , peso della parete, risulta:

$$x = H/h_2 = 1 + \left\{ 2(P+S)/S[1-t/(B-2t)] \right\}^{0.5} \quad (12)$$

$$\lambda = B/H [2x+S/P(x+x^2)-2tx/B(1+Sx/P)]/(x-1) \quad (13)$$

<sup>23</sup> In realtà l'EC6 non deve essere applicato per azioni di natura sismica, il paragone viene riportato a scopo illustrativo e perché anche il D.M. del 1987 non si applicava alle azioni sismiche fino all'emissione del D.M. 16.1.96.

<sup>24</sup> Da qui l'affermazione riportata nel punto C.5.2 della circolare 65 AA/GG del 10.4.97, secondo la quale il livello di sicurezza di calcolo richiesto per gli edifici di nuova costruzione soggetti a verifica è di circa il 50% superiore a quello richiesto per gli edifici esistenti.



**Figura 7.5: Meccanismo di rottura interna di una parete**

Il moltiplicatore dell'azione sismica a rottura  $\lambda$  consente di determinare immediatamente il valore del coefficiente sismico  $C$  corrispondente:  $C = \lambda / \beta$ . Esso consente, altrettanto immediatamente, il calcolo del coefficiente di sicurezza rispetto ad un livello assegnato  $C_{rif}$  di azione sismica:  $F_s = \lambda / (\beta C_{rif})$ . Occorre osservare che le formule (12) e (13) non considerano l'eccentricità del carico verticale  $S$ , non sono quindi da utilizzare se essa è sensibile.

### 7.3.5. Dominio di interazione M-N con tensioni limite uniformi.

In questo schema la resistenza a pressoflessione viene valutata in analogia a quanto usualmente si fa per la verifica delle sezioni in c.a. con il metodo degli stati limite ultimi per il c.a. In sostanza si traccia per ogni sezione il dominio di interazione momento flettente - sforzo normale,

supponendo che, in condizioni limite, la distribuzione delle tensioni normali sia di tipo rettangolare con intensità pari a  $0.85 \sigma_k$ . In tal caso valgono le due equazioni seguenti, nelle quali l'eccentricità  $e$  può essere vista come parametro per il tracciamento del dominio.

$$N_{lim} = 0.85 \sigma_k (t - 2e) \quad M_{lim} = N_{lim} e \quad (14)$$

con  $t$  spessore della parete. Combinando le due espressioni si ricava

$$M_{lim} = N_{lim} t/2 - N_{lim}^2 / (2 \cdot 0.85 \sigma_k) \quad (15)$$

che rappresenta una parabola nel piano  $M_{lim} - N_{lim}$ , che interseca l'asse  $M=0$  nei due punti di sforzo normale nullo e di sforzo normale pari a  $0.85 \sigma_k t$ . Il massimo valore di momento resistente si raggiunge allorché lo sforzo normale nella sezione è pari a  $0.425 \sigma_k t$ .

In questo tipo di verifica, come in quella effettuata secondo la circolare 21745/81, non compare esplicitamente la snellezza. Inoltre l'eccentricità massima sopportabile è funzione dello sforzo normale e può variare fra 0 e  $t/2$ . In Figura 7.6 sono rappresentati i domini di interazione di una sezione di spessore  $t = 0.5$  m in muratura per due valori della resistenza caratteristica  $\sigma_k = 1000$  e  $2500 \text{ kN/m}^2$ .

Dalla formula (15) si ricava facilmente l'espressione della forza orizzontale limite associata al collasso per pressoflessione. Detta  $v_o$  la distanza fra la sezione di verifica e quella nella quale non si ha momento flettente, di modo che valga la relazione  $H_{lim} v_o = M$ , si ottiene

$$H_{lim} = N t / (2 v_o) [1 - N / (0.85 \sigma_k t)] \quad (16)$$

Come già assunto precedentemente, avendo qui interesse misurare l'azione sismica per la quale viene raggiunta la frontiera del dominio, si può determinare il valore del coefficiente sismico per il quale tale condizione viene realizzata ipotizzando che il percorso di carico sia verticale nel piano del dominio stesso (il sisma produce essenzialmente momento flettente). Si utilizza pertanto l'espressione (6b) che per comodità di consultazione si ripete:



$$C = (M_{lim} - M_{vert}) / M_{sis} (C=1) \quad (17)$$
 dove  $M_{lim}$  è il momento limite sopportabile dalla parete letto sul dominio in corrispondenza dello sforzo normale dovuto ai carichi verticali. Il valore di  $C$  che si ottiene può essere  $C_o$  o  $C_{fin}$  in funzione dello stato, di fatto o di progetto, al quale sono riferite le grandezze della (17).

### 7.3.6. Confronto fra i vari metodi di verifica analizzati.

Si analizza con tutti i metodi prima indicati una tesa di parete di altezza libera pari a 3.5 metri di spessore  $t$  variabile fra 30 e 70 cm, realizzata con una muratura avente resistenza caratteristica a rottura  $\sigma_k = 1000 \text{ kN/m}^2$  e resistenza caratteristica a taglio  $\tau_k = 40 \text{ kN/m}^2$ . Il carico trasmesso dal solaio è pari a  $12.5 \text{ kN/m}$ , la muratura ha un peso specifico di  $17 \text{ kN/m}^3$ .

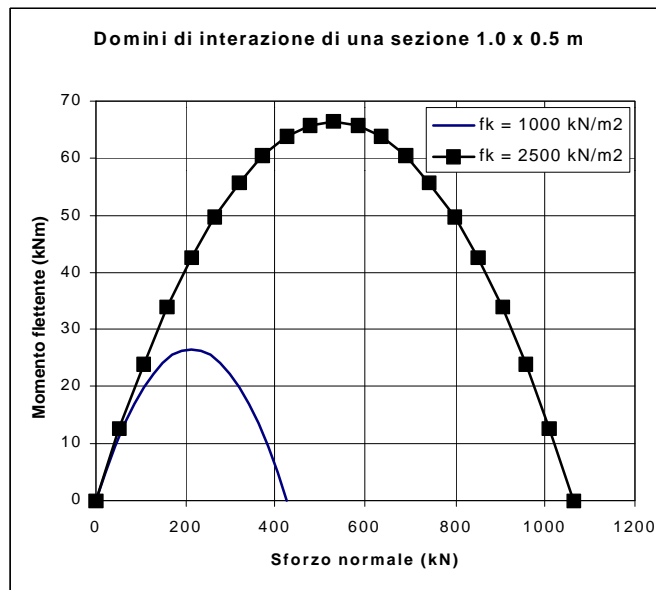
Si effettuano i calcoli in due situazioni di sforzo normale molto diverse:

1. parete posta al piano terra di un edificio di tre piani (sforzo normale notevole),
2. parete posta all'ultimo piano (sforzo normale basso).

I risultati ottenuti sono riportati nelle Tab. 7.2 e 7.3 seguenti, nelle quali:  $t$  è lo spessore del muro,  $N$  è lo sforzo normale al livello della sezione di verifica,  $e$  è l'eccentricità della forza normale al livello della sezione di verifica,  $h/t$  è la snellezza della parete (si è considerato  $\rho = 1$ ),  $\Phi$  è il coefficiente riduttivo della resistenza previsto nel D.M. del 1987,  $f_d$  e  $\sigma_k$  sono le resistenze a rottura per compressione della muratura,  $\sigma_{max}$  e  $\sigma_{min}$  sono le tensioni normali calcolate al lembo compresso e teso della sezione,  $C_j$  è il valore del coefficiente sismico che porta al limite di verifica con il metodo 'j' di volta in volta utilizzato.

Si osserva preliminarmente che la verifica all'ultimo piano con il D.M. 20.11.87 del muro da 30 cm non sarebbe possibile perché la snellezza è superiore a 10 e l'eccentricità superiore a  $1.6/6 = 0.25$  (con una snellezza inferiore a 10 si sarebbe ai limiti della applicabilità). Si è comunque effettuato il calcolo per evidenziare che una piccola estrapolazione (si ribadisce, non permessa) conduce ad un risultato positivo, segno che il limite imposto alla eccentricità limite è, forse, troppo perentorio e penalizzante per le costruzioni esistenti.

Per le verifiche a piano terra l'eccentricità è sempre modesta, rapportata allo spessore del muro non ne supera il 20 %, mentre potrebbe arrivare al 33%, questo significa che la sezione è quasi sempre interamente compressa. Tutte le sezioni sono verificate sotto l'azione minima definita dalle direttive, pari a  $0.65C_{rif}$ . Il valore di  $C$  che corrisponde al limite di verifica è in genere più basso quando si usa la Circolare del 1981 a causa della limitazione sulla tensione di



**Figura 7.6: Domini di interazione per una sezione in muratura di spessore 50 cm con due diverse resistenze caratteristiche**

trazione; occorre però segnalare che se si trascurasse l'eccentricità dei carichi verticali, così come concesso dalla Circolare medesima, si otterrebbero valori di  $C$  decisamente più elevati (0.15, 0.21 e 0.27 per i tre spessori) e compatibili con quelli ottenuti con gli altri metodi. Il metodo del cinematismo di rottura fornisce risultati molto più elevati rispetto agli altri anche perché nella sua formulazione si trascura l'eccentricità dei carichi verticali. Il D.M. 87, il metodo con resistenza a trazione nulla e il metodo del dominio di interazione forniscono risultati relativamente vicini per gli spessori di muro più consistenti e crescenti nell'ordine in cui sono citati.

Dati generali				D.M. 1987		C.M. 21745/81			Res. Traz. 0		Coll.	Dom
t (m)	N (kN)	e/t	h/t	$\Phi$	$C_{DM}$	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$C_{CM}$	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$C_{tn}$	$C_{cc}$	$C_{dr}$
0.3	82	0.17	11.7	0.40	0.095	553	-6	0.062	553	0.162	0.44	0.18
0.5	112	0.14	7	0.56	0.25	416	32	0.103	416	0.269	0.68	0.29
0.7	142	0.13	5	0.62	0.323	359	45	0.141	359	0.366	0.90	0.39

**Tabella 7.2: Verifiche a pressoflessione per azioni ortogonali (parete a piano terra)**

Dati generali				D.M. 1987		C.M. 21745/81			Res. Traz. 0		Coll.	Dom
t (m)	N (kN)	e/t	h/t	$\Phi$	$C_{DM}$	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$C_{CM}$	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$C_{tn}$	$C_{cc}$	$C_{dr}$
0.3	22	0.33	11.7	0.10	0.045	214	-71	0.03	284	0.07	0.14	0.07
0.5	27	0.27	7	0.14	0.061	145	-35	0.049	161	0.095	0.181	0.10
0.7	33	0.24	5	0.17	0.076	116	-20	0.067	121	0.119	0.22	0.12

**Tabella 7.3: Verifiche a pressoflessione per azioni ortogonali (parete all'ultimo piano)**

Per le verifiche al piano alto l'eccentricità è elevata e raggiunge il valore limite nel caso del muro di spessore 30 cm. Ancora una volta il metodo che fornisce i valori più bassi di  $C$  è quello della Circolare del 1981, limitato dalla verifica della tensione di trazione, ed ancora una volta se si trascurasse l'eccentricità dei carichi verticali esso si avvicinerebbe agli altri ( $C = 0.054, 0.076$  e  $0.098$  per i tre spessori considerati, anziché  $0.03, 0.049$  e  $0.067$ ). Il metodo che fornisce i risultati più elevati è ancora quello del cinematismo di collasso, anche se si presenta leggermente meno disperso che nel caso del piano terra. Non tutti i metodi analizzati indicano il raggiungimento della soglia di  $C = 0.65 C_{rif}$ , questo è, dunque, un aspetto critico ai fini della progettazione. I due metodi scelti come riferimento nei capitoli precedenti del presente lavoro: la Circolare del 1981 e il DM del 1987, sono i più cautelativi, e sono relativamente paragonabili fra loro se ci sia avvale della possibilità di ignorare i momenti dovuti ai carichi verticali quando si applica la Circolare del 1981.

## 8. ESEMPIO DI CALCOLO DI UN EDIFICIO IN MURATURA

### 8.1. INTRODUZIONE

L'esempio di calcolo ha come oggetto un edificio di civile abitazione in muratura di tufo su tre livelli, i cui orizzontamenti sono costituiti da solai in acciaio e laterizio, mentre la copertura è realizzata in doppia orditura in legno. Nelle Tav. 1, 2 e 3 si riporta il rilievo geometrico dello stato attuale dell'edificio con la determinazione delle tipologie costruttive e del quadro fessurativo rilevato. L'esame dell'assetto strutturale dell'edificio mette alla luce carenze costruttive quali l'assenza di collegamenti tra orizzontamenti e murature perimetrali, sia a livello dei solai di piano che del tetto; la copertura, inoltre, a causa della disposizione dell'orditura, pur non essendo spingente in senso stretto grazie al vincolo fornito dal muro di spina, ha appoggi conformati in modo tale da poter generare spinte se non si fa conto sull'attrito legno-muro, fattore che diventa ancor più aleatorio in presenza di sisma. L'edificio ha aperture prive di architravi efficacemente ammortati nella muratura. Il quadro dei danneggiamenti osservati denuncia chiaramente gli effetti delle carenze descritte: sono presenti, infatti, distacchi in corrispondenza degli innesti fra le murature e fra queste e i solai, sintomi di sfilamento delle travi di copertura ed inizi di ribaltamento delle pareti, lesioni negli architravi e in qualche sotto finestra e anche lesioni diagonali passanti di media entità (2–3 mm) in alcuni maschi murari. Già il rilievo e l'analisi del danno suggeriscono, quindi, l'opportunità di intervenire, oltre che per riparare i danni, anche per migliorare i collegamenti e per aumentare la resistenza globale. Il calcolo viene svolto inizialmente per lo stato di fatto, ovviamente riferito al manufatto integro, prendendo in considerazione prima le verifiche locali di stabilità al ribaltamento e a pressoflessione dei muri fuori dal loro piano e poi la verifica di resistenza globale. A scopo illustrativo, alcune verifiche vengono effettuate in due diversi modi: secondo la Circolare 30/07/81 n.21745 e secondo il D.M. 20.11.87; ulteriori confronti fra questi metodi ed altre formulazioni sono riportate in Appendice 7. Ogni progettista potrà, ovviamente scegliere il metodo che meglio si adatta al problema in esame, considerando approcci diversi purché di comprovata validità.

### 8.2. DETERMINAZIONE DELLE GRANDEZZE NECESSARIE ALLO STUDIO DEL PROBLEMA

#### 8.2.1. Caratteristiche della muratura (Circ. Min. 30/07/81)

$$\begin{aligned}\sigma_k &= 2500 && \text{kN/m}^2 \\ \tau_k &= 80 && \text{kN/m}^2 \\ \gamma &= 19 && \text{kN/m}^3 \\ G &= 88000 && \text{kN/m}^2 \\ E &= 528000 && \text{kN/m}^2\end{aligned}$$

#### 8.2.2. Carichi dei solai (D.M. 16/01/96)

$$\begin{aligned}\text{Solai in acciaio e laterizio piani I e II:} & \quad p = 300 \text{ daN/m}^2 \\ & \quad q = 200 \text{ daN/m}^2 \\ \text{Solaio di sottotetto:} & \quad p = 300 \text{ daN/m}^2 \\ & \quad q = 100 \text{ daN/m}^2 \\ \text{Solaio di copertura:} & \quad p = 200 \text{ daN/m}^2\end{aligned}$$

$$q = 120 \text{ daN/m}^2 \text{ (carico neve)}$$

### 8.3. COMBINAZIONI DI CARICO

Il calcolo dell'edificio è stato condotto adottando le seguenti combinazioni di carico:

$$W1 = 1.4 G + 1.5 ( Q_{\text{esercizio}} + 0.7 Q_{\text{neve}} )$$

$$W2 = G$$

Per quanto riguarda il coefficiente di sicurezza dei materiali, trattandosi di un edificio esistente, è stato assunto  $\gamma_m = 1$ . La Circolare n. 65/AA.GG. del 10/04/97, infatti, stabilisce al punto C.5.2 che per le nuove costruzioni debba usarsi una azione sismica determinata con  $\beta = 2$  e che le tensioni di calcolo dei materiali debbano essere calcolate con riferimento a un coefficiente  $\gamma_m = 3$ . Per le costruzioni esistenti, utilizzando il calcolo a rottura, il coefficiente di struttura è  $\beta = 4$  ma  $\gamma_m = 1$ .

### 8.4. AZIONI SISMICHE

L'edificio è ubicato in zona sismica di II categoria ( $C_{\text{rif}} = 0.07$ ). I tagli di piano vengono valutati attraverso l'espressione

$$F_i = K_{hi} W_i \quad (1)$$

dove:  $W_i = G_i + s Q_i$ ,  $s = 0.33$ ,  $K_{hi} = C R \varepsilon \beta \gamma_i I$ ,  $R = 1$ ,  $\varepsilon = 1$ ,  $I = 1$ ,  $\beta = \beta_1 \times \beta_2 = 4$ . Il coefficiente di intensità sismica diviene l'incognita del problema, in quanto, per ciascun meccanismo di collasso, si dovrà valutare il valore di  $C$  allo stato attuale e di progetto, verificando che  $C_{\text{fin}} > 0.65 \times 0.07$  e che  $C_{\text{fin}} > C_0$ . Nella valutazione delle forze inerziali trasmesse dai solai ai setti, impiegate per le verifiche locali, le azioni sismiche sono state calcolate attraverso l'espressione indicata al punto C.9.5.3 del D.M. 16/01/96:

$$F_i = \beta C (G + Q) \quad (2)$$

ovvero senza considerare né il coefficiente di ripartizione  $\gamma_i$ , né il coefficiente di amplificazione di sito dell'azione sismica ( $F_a$ ). Si fa notare che, mentre per la verifica globale a taglio dell'edificio, per ragioni di tipo statistico, è accettabile la riduzione del sovraccarico secondo l'espressione (1), in quanto è bassa la probabilità che si verifichi la concomitanza tra evento sismico e condizione di pieno carico su tutti gli impalcati, nelle verifiche locali fuori dal piano dei singoli elementi strutturali risulta invece corretto combinare le azioni in modo integrale (2).

### 8.5. VERIFICA DI SICUREZZA AL RIBALTAMENTO ALLO STATO ATTUALE

La verifica viene effettuata considerando un setto murario che si sviluppa da cielo a terra, individuando le azioni scaricate sul muro in fase statica e sismica e verificando la sicurezza al ribaltamento, ovvero la possibilità che il setto ruoti rigidamente intorno agli spigoli esterni in corrispondenza dei livelli terra, primo e secondo (cerniera 1, 2, e 3 - vedi Tav. 4). Si fa notare come il solaio di copertura è ammorsato alla muratura sui muri di facciata e semplicemente appoggiato sul colmo. In favore di sicurezza, si trascura l'attrito su questo secondo punto di appoggio, da ciò risultando una componente orizzontale di spinta sulla facciata. Inoltre, poiché i solai non risultano collegati alla muratura, gli stessi in fase sismica esercitano spinte orizzontali sui setti verticali (punto C.9.5.3 del D.M. 16/01/96). Esaminando la conformazione della struttura si è pervenuti alla conclusione che i setti che si trovano nelle peggiori condizioni sono A e B (vedi Tav. 5), ovvero quello maggiormente sollecitato a carichi verticali e quello non

caricato in quanto parallelo alla direzione di orditura dei solai. Le verifiche vengono pertanto effettuate in corrispondenza di tali pareti. Le forze che intervengono nel calcolo sono:

$W^i$  = pesi propri dei setti murari

$F^i$  = pesi dei solai scaricati sui setti (così come da espressione 2)

$S^i$  = spinte orizzontali dei solai sui setti in fase sismica

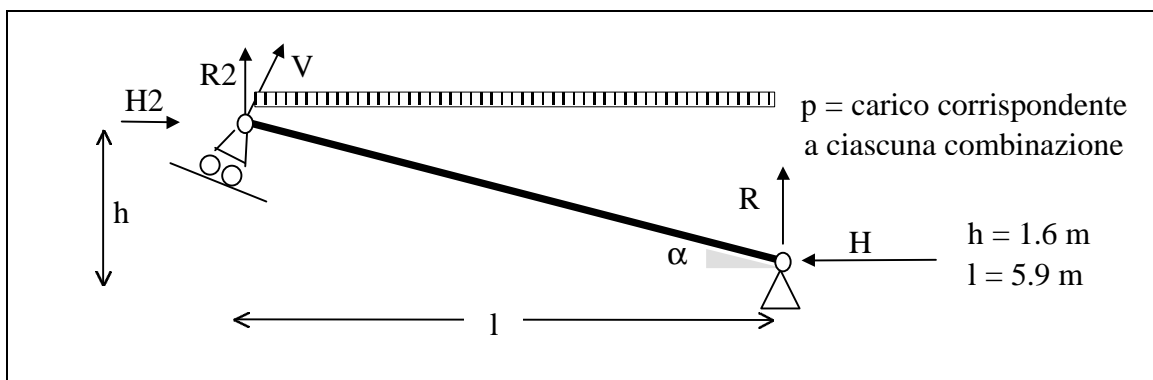
$P^i$  = carico distribuito corrispondente alla massa sismica del muro

$R$  = reazione verticale tetto

$H$  = reazione orizzontale tetto legata alla configurazione dei vincoli

$St$  = spinte orizzontali del tetto sui setti in fase sismica

La determinazione delle forze che in fase statica vengono scaricate all'imposta della falda, sono state valutate attraverso il modello di calcolo di Fig. 8.1.



**Figura 8.1: Schema di calcolo delle reazioni della copertura**

Dalle equazioni di equilibrio:

$$R + R_2 = p l$$

$$H = H_2$$

$$R_2 l + H_2 h - p l^2 / 2 = 0$$

equazione del vincolo:

$$H_2 = R_2 \operatorname{tg} \alpha$$

$$R = p l^2 / 2 (1 + 2 \operatorname{tg}^2 \alpha) / (\operatorname{tg} \alpha h + l)$$

$$H = p l^2 / 2 \operatorname{tg} \alpha / (\operatorname{tg} \alpha h + l)$$

La verifica al ribaltamento è articolata nelle seguenti fasi:

- Valutazione dei carichi di natura statica agenti sulla parete: carichi verticali definiti conformemente alle due combinazioni di carico previste, applicati con le rispettive eccentricità; azioni orizzontali dovute alle reazioni delle travi del tetto.
- Valutazione delle azioni orizzontali sismiche in funzione del parametro  $C_0$ .
- Determinazione del momento stabilizzante rispetto al cinematismo individuato.
- Valutazione dei momenti ribaltanti rispetto al cinematismo individuato.

Dall'imposizione dell'uguaglianza del momento stabilizzante e ribaltante, ovvero assegnando un coefficiente di sicurezza al ribaltamento unitario, si ricavano i valori di  $C_0$  per ciascuna combinazione di carico e per ciascuno dei cinematismi individuati. (Nelle colonne 2 e 3 sono riportati i valori delle forze instabilizzanti relative ad un coefficiente sismico unitario. Nelle colonne 6 e 7 i momenti relativi sono calcolati per il valore di  $C = C_0$  per il quale si raggiunge

l'uguaglianza del momento ribaltante e di quello stabilizzante. La verifica del meccanismo di ribaltamento determina valori di  $C_0$  molto bassi o nulli a causa, soprattutto, dell'azione orizzontale trasmessa dal tetto a causa dei soli carichi verticali. Questo risultato è dovuto alle ipotesi fatte sul tipo di vincolo, ipotesi che si considerano prudenziali ma realistiche in fase di sisma. Ovviamente nella realtà di un particolare evento, magari di intensità non forte, le caratteristiche del moto e gli stessi fenomeni di attrito trascurati nel calcolo possono far sì che il meccanismo studiato non si attivi. Tuttavia la valutazione riportata deve ritenersi indicativa nell'ambito di una valutazione "convenzionale" ma "a norma" della sicurezza.

## 8.6. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NELLO STATO ATTUALE

Le verifiche a pressoflessione vengono effettuate con riferimento agli stessi due setti (A e B) esaminati in riguardo alla verifica al ribaltamento. Poiché nella condizione originaria si riscontra l'assenza di vincoli di piano efficaci, lo schema da adottare risulta essere quello di una mensola verticale incastrata in fondazione e sottoposta all'intero sistema di carichi individuati per la verifica al ribaltamento, sempre valutando le due combinazioni definite. Nel caso di parete a mensola, come quella in esame, la verifica a ribaltamento è meno cautelativa di quella a pressoflessione (vedi Appendice 7), basterebbe quindi effettuare solo quest'ultima. In questo esempio sono state riportate entrambe a scopo dimostrativo.

### 8.6.1. Metodo di calcolo da Circolare M.LL.PP. 30.7.1981

La verifica ha lo scopo di garantire che, in presenza di azioni ortogonali alla parete, i setti, modellati allo stato attuale come mensole verticali da cielo a terra, non raggiungano la crisi a pressoflessione nella sezione di base. Per valutare la resistenza di ciascun setto rispetto a questo tipo di rottura è ancora necessaria una valutazione dei carichi di natura statica agenti sulla parete: carichi verticali definiti conformemente alle combinazioni di carico previste e azioni orizzontali dovute al comportamento spingente della copertura. Vengono inoltre computate le forze sismiche in funzione del parametro  $C_0$ . Una volta definite le forze si passa alla determinazione delle caratteristiche di sollecitazione nella sezione d'incastro (azioni risultanti in un sistema di riferimento avente origine nel baricentro della sezione). Viene imposto che la sezione vada in crisi allorquando la tensione massima di trazione

$$\sigma = N/A - M (C_0)/W$$

uguaglia la resistenza tangenziale caratteristica allo stato attuale. Ponendo dunque

$$\sigma = N/A - M (C_0)/W = \tau_k$$

si ricava il valore di  $C_0$ . Viene infine controllato che al lembo opposto della sezione non si instauri una tensione

$$\sigma = N/A + M (C_0)/W$$

superiore alla resistenza caratteristica a compressione.

### 8.6.2. Metodo di calcolo da D.M. 20/11/87

Il metodo richiede, per ciascun pannello murario, la valutazione del coefficiente di riduzione della resistenza  $\Phi_{lim}$  in corrispondenza del quale si ottiene il raggiungimento della resistenza a compressione caratteristica del materiale:

$$\Phi_{lim} = N / (\sigma_k A).$$

Per la determinazione del coefficiente di eccentricità convenzionale  $m$  è necessaria la

valutazione della snellezza della parete tenendo conto del modello statico adottato. In assenza di vincoli di piano efficaci si ricade in valori di snellezza certamente superiori al valore massimo ammesso dal metodo ( $h_0 / t = 20$ ), e quindi si può concludere che le pareti in esame non sono in grado di sopportare azioni flessionali ortogonali al proprio piano. Si assume pertanto nullo il coefficiente  $C_0$  corrispondente a questo meccanismo.

### 8.6.3. Considerazioni conclusive sulle verifiche a pressoflessione

I calcoli svolti mostrano che l'assenza di vincoli efficaci a livello di solaio e la presenza di forze instabilizzanti in copertura rendono il comportamento dei setti analizzati estremamente vulnerabile per azioni fuori dal piano. Occorre quindi rimuovere le carenze suddette. Ovviamente nel comportamento della struttura reale sono presenti riserve di resistenza dovute a fatti non facilmente quantificabili, quali per esempio lo sviluppo di attrito tra travi e muri, che fornisce comunque un certo vincolo; nella progettazione occorre far riferimento a meccanismi sicuri con i quali si supplisce alle incertezze individuate.

## 8.7. VERIFICA A TAGLIO ALLO STATO ATTUALE

La ripartizione delle forze sismiche al piano tra i maschi murari resistenti è stata eseguita facendo l'ipotesi che i solai siano infinitamente rigidi nei confronti di azioni ad essi complanari: si ritiene infatti che tale requisito sia assicurato dalla presenza di uno strato di allettamento al di sopra dei solai in acciaio e volticine e dallo stesso pavimento in pianellato ben accostato. In realtà la totale mancanza di collegamenti efficaci potrebbe far ritenere che i solai non siano sufficientemente resistenti per poter operare la ripartizione delle forze di piano richiesta dal funzionamento ipotizzato. Si è accettata l'ipotesi di ripartizione perché la compattezza della pianta e la relativa regolarità fanno ritenere comunque basso l'impegno statico del solaio. È stata pertanto eseguita una modellazione strutturale dei tre livelli abitati dell'edificio (vedi Tav. 5), assegnando i carichi di natura statica e componendoli secondo le due combinazioni predefinite (a livello del sottotetto è stato computato anche il carico relativo alla copertura); per ciascun setto sono state inoltre definite le caratteristiche meccaniche. Sono state prese in considerazione due direzioni di ingresso del sisma (sisma1 = direzione x, sisma 2 = direzione y) e per ciascuna di esse sono state valutate le due combinazioni di carico stabilite.

### 8.7.1. Metodo di calcolo da Circolare M.LL.PP. 30 Luglio 1981

L'obiettivo di questo tipo di verifica è la determinazione della forza di taglio che porta in crisi ciascun piano, ovvero conduce i setti al raggiungimento dello stato limite elastico, o ancora dello stato limite ultimo. Si tratta quindi di una verifica di tipo globale che ha come risultato l'individuazione di un'unica grandezza limite per ciascun livello (e per ciascuna combinazione di carico). Le azioni sismiche di piano sono state assegnate, per semplicità, adottando un coefficiente di intensità sismica  $C_0 = C_{rif}$ . La verifica è stata articolata nelle fasi di seguito elencate. L'ipotesi di piano rigido ha permesso una ripartizione delle forze orizzontali a ciascun livello in proporzione alle rigidezze di ciascun maschio murario, definite dalla relazione:

$$K = \frac{G \cdot A}{1.2 \cdot h} \cdot \frac{1}{1 + \frac{1}{1.2} \cdot \frac{G}{E} \cdot \left(\frac{h}{b}\right)^2}$$

dove:

G, E = moduli elastici del materiale di cui è costituito il pannello

A = area della sezione trasversale del pannello

b = larghezza del pannello

h = altezza del pannello

E' stata quindi calcolata la resistenza a taglio ultima  $T_{ui}$  di ogni singolo pannello murario secondo la relazione seguente:

$$T_{ui} = A_i \tau_u$$

dove:

$A_i$  = area della sezione orizzontale del muro.

$$\tau_u = \tau_k \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{1.5 \tau_k}}$$

$\sigma_o$  = tensione normale media dovuta ai carichi verticali combinati come al punto B.8.2 valutata per il singolo pannello murario.

E' stata dapprima valutata la forza di taglio limite corrispondente al raggiungimento dello stato limite elastico, e dall'equilibrio tra questa forza reattiva limite e il tagliante sismico da normativa è stato ricavato il coefficiente di sicurezza allo stato limite elastico:

$\lambda_{el}$  = forza reattiva al limite elastico/tagliante sismico da normativa (con  $C = C_{rif} = 0.07$ ).

Il valore del coefficiente di intensità sismica effettivamente sopportabile al limite elastico è stato quindi facilmente dedotto dall'espressione:

$$C_{0, sle} = \lambda_{el} C_{rif}.$$

Per maggiore completezza il calcolo è stato spinto fino allo stato limite ultimo, adottando l'ipotesi di comportamento elasto-plastico e controllando la duttilità massima. La forza reattiva totale T a ciascun piano è stata ottenuta sommando, a parità di spostamento, i contributi resistenti di ciascun maschio. Il processo di accumulazione di tali contributi è stato arrestato allorché uno dei maschi raggiungeva lo spostamento ultimo a rottura  $\delta_u$  dato da:

$$\delta_{ui} = \mu T_{ui} / K_i$$

dove:

$\mu$  = duttilità della muratura dedotta dall'appendice alla Circolare M.LL.PP. 30 Luglio 1981,

La somma dei contributi resistenti per tale spostamento ha permesso di definire la forza reattiva massima sviluppabile al livello in esame, e da essa, attraverso il confronto con la forza tagliante da normativa:

$\lambda_u$  = forza reattiva al limite ultimo/tagliante sismico da normativa (con  $C = C_{rif} = 0.07$ )

è stato quindi individuato il valore del coefficiente di intensità sismica effettivamente sopportabile allo stato limite ultimo

$$C_{0, slu} = \lambda_u C_{rif}.$$

### 8.7.2. Metodo di calcolo da D.M. 20/11/87

Il secondo tipo di verifica a taglio ha lo scopo di controllare il raggiungimento della crisi di ciascun maschio murario. Questa condizione è individuata dall'espressione :

$$F_{di} = \beta f_{vk} A_i$$

dove:

$A_i$  = area della sezione orizzontale del muro

$\beta$  = coefficiente di parzializzazione della sezione

e la tensione caratteristica a taglio è definita dall'espressione:



$$f_{vk} = \tau_k + 0.4 \sigma_o$$

dove:

$\tau_k$  = resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali (vedi punto 2.2).

$\sigma_o$  = tensione normale media dovuta ai carichi verticali combinati come al punto B.8.2 valutata per il singolo pannello murario.

Si è passati quindi alla determinazione, per ciascuna combinazione di carico, delle tensioni normali agenti su ciascun setto e da questi dati è stata calcolata la resistenza  $F_{di}$  di ciascun maschio murario. E' risultato ragionevole assumere un coefficiente  $\beta$  unitario, risultando nella tipologia dell'edificio in esame trascurabile il comportamento flessionale nel piano. Per ciascuna direzione di ingresso del sisma, in funzione della geometria dei setti e della loro posizione in pianta, è stato determinato il coefficiente di ripartizione del taglio di piano  $\xi_i$  (frazione di taglio di piano assorbita da ciascun setto). Definita:

$$T_j(C_{rif}) = \text{forza di taglio da normativa sull'impalcato} = \sum_{k=j}^n W_k b_1 b_2 C_{rif} g_k e I$$

Per un diverso coefficiente di intensità sismica si avrà:

$$T_j(C_{oi}) = T_j(C_{rif}) \frac{C_{oi}}{C_{rif}}$$

la forza assorbita da ciascun setto sarà:

$$F_i(C_{oi}) = \xi_i T_j(C_{oi}) = \xi_i T_j(C_{rif}) \frac{C_{oi}}{C_{rif}}$$

La condizione di crisi per ciascun setto sarà data da quel coefficiente di intensità sismica per il quale si verifica l'uguaglianza:  $F_{di} = F_i(C_{oi})$ , da cui

$$C_{oi} = \frac{F_{di}}{\xi_i T_j(C_{rif})} C_{rif}$$

Il minor valore di  $C_{oi}$  tra i setti individua il valore a rottura al limite elastico del piano.

## 8.8. QUADRO RIEPILOGATIVO STATO ATTUALE

PROSPETTO RIEPILOGATIVO DEI VALORI DEL COEFFICIENTE DI INTENSITA' SISMICA ALLO STATO ATTUALE ( $C_o$ )	
Verifica a ribaltamento	0,000
Verifica a pressoflessione per forze agenti ortogonalmente al piano del setto (DM 20/11/87)	0,000
Verifica di resistenza globale a taglio dell'edificio (DM 20/11/87)	0,061
Verifica a pressoflessione per forze agenti ortogonalmente al piano del setto (CM 30/7/81)	0,000
Verifica di resistenza globale a taglio dell'edificio (CM 30/7/81) allo SLU	0,064

I valori del parametro  $C_o$  riportati in tabella costituiscono i valori minimi riscontrati nelle verifiche per ciascuno dei meccanismi di rottura individuati. I risultati numerici delle verifiche effettuate allo stato attuale evidenziano le totali carenze di resistenza dell'edificio a sopportare azioni flessionali fuori dal piano e richiamano quindi la necessità di eseguire interventi volti al collegamento reciproco delle parti e all'eliminazione degli elementi di vulnerabilità presenti

nella struttura. Per quanto riguarda i valori di resistenza a taglio dei maschi murari si può rilevare come i valori di  $C_0$  ottenuti nelle verifiche nel piano sono comunque sempre superiori al valore minimo richiesto dalle direttive  $C_f = 0.65 \times 0.07 = 0.046$ . Da questa considerazione non si renderebbero necessari interventi di miglioramento della resistenza dei maschi murari, che però sono stati previsti allo stato di progetto laddove connessi alla necessità di intervenire per riparare i danni riportati o per assicurare alla struttura una migliore distribuzione delle resistenze in pianta e in elevazione. E' infine utile confrontare i risultati ottenuti per le verifiche a pressoflessione e a taglio col metodo proposto dalla C.M. 30/7/81 con quelli dedotti dal metodo proposto dal DM 20/11/87. Il confronto dei valori di  $C_0$  evidenzia che i due metodi forniscono risultati sostanzialmente comparabili.

## 8.9. INTERVENTI PROGETTATI

Il quadro dei danni e l'analisi delle carenze della struttura, confortata dai calcoli svolti nella prima parte per la determinazione del  $C_0$ , hanno guidato la scelta degli interventi di progetto.

E' stato progettato un quadro generale di interventi volti alla riabilitazione strutturale e al miglioramento sismico dell'edificio (Tavv. 6, 7). Sono innanzitutto previste operazioni di riparazione dei danni sulle strutture verticali:

- risarcitura delle lesioni di minore intensità tramite iniezioni di malte cementizie;
- riparazione delle lesioni macroscopiche sulla muratura tramite interventi di cucisciuci;
- riparazione delle lesioni in corrispondenza delle aperture con contestuale realizzazione di architravature efficacemente ammorsate alla muratura.

Poiché le verifiche di stabilità fuori dal piano e il quadro fessurativo rilevato hanno abbondantemente evidenziato la carenza di collegamenti tra le parti strutturali, il progetto ha previsto l'eliminazione di tali carenze attraverso il sistema di interventi di seguito descritto.

E' stata inoltre disposta, a ciascun livello, l'apposizione di una maglia di tiranti all'estradosso dei solai volta a garantire il collegamento tra murature nelle due direzioni. Agli incroci dei muri, laddove il rilievo strutturale e il quadro dei dissesti hanno messo in luce la mancanza di collegamenti, è stata effettuata una serie di cuciture mediante perforazioni armate. E' stato infine previsto il consolidamento dei solai di piano praticabili in acciaio e volticine attraverso la realizzazione di una soletta superiore inglobante rete elettrosaldata risvoltata al contorno (Tav.8). L'intervento si è reso necessario per irrigidire ed irrobustire i solai che allo stato attuale risultano essere particolarmente deformabili a carichi verticali, oltre che presentare carenze di resistenza. Il collegamento dei solai alla muratura perimetrale è stato garantito tramite l'esecuzione di perforazioni armate al contorno dei campi di solaio. L'armatura dei perfori è stata collegata ai travetti dei solai, in modo tale che i travetti stessi svolgano anche la funzione di collegamento reciproco tra murature opposte. Per il solaio di sottotetto, che, non essendo praticabile non necessitava di essere consolidato rispetto ai carichi verticali, sono stati studiati interventi volti a garantire unicamente il collegamento tra orizzontamenti e muratura (Tav.9). Gli elementi resistenti sono stati collegati alla parete ad essi ortogonali mediante solidarizzazione a un profilato metallico corrente, che a sua volta viene collegato alla muratura. Tale elemento assolve anche la funzione di tirante tra i muri ad esso ortogonali in quanto è stato bloccato esternamente tramite il collegamento ad una piastra di ancoraggio esterna. Nella direzione ortogonale alla tessitura il collegamento tra solaio e muratura è stato assicurato mediante la disposizione di piatti saldati all'estradosso dei travetti e collegati alle pareti tramite

perforazioni armate. Il consolidamento della copertura ha come scopo quello di eliminare gli effetti spingenti sulle murature, garantire il collegamento dell'orditura alle pareti perimetrali e conferire alle falde un comportamento di tipo rigido nel piano (Tav. 10). I primi due obiettivi vengono perseguiti attraverso opportuni dispositivi di appoggio dell'orditura principale alla muratura alla quota d'imposta a e al colmo. Per l'irrigidimento del solaio è stato predisposto un sistema di controventi di falda realizzati con tondi filettati in acciaio collegati alle travi principali con tenditori, in modo tale da costituire un sistema capace di trasferire le forze di piano alle murature senza aumentare la massa sismica alla quota superiore. Inoltre è stato previsto il rafforzamento delle pareti del piano terra, che presentavano lo stato di danneggiamento più consistente, tramite esecuzione di intonaco armato su entrambe le facce (Tav. 11). Sempre al piano terra è stata prevista la chiusura di un vano porta: questa scelta progettuale ha come obiettivo l'aumento della sicurezza al sisma attraverso l'incremento della sezione resistente, l'eliminazione di parte dei vuoti in corrispondenza dell'angolo, la diminuzione delle eccentricità in pianta e l'abbassamento delle tensioni dovute ai carichi verticali nel pilastro murario di spigolo, che è molto piccolo e sopporta un notevole peso (Tav. 12). Ai piani superiori, avendo rilevato che l'edificio presenta una sufficiente resistenza a taglio, sono state progettate opere minime volte al miglioramento del comportamento sismico d'insieme. In particolare, poiché le verifiche a taglio avevano evidenziato un abbattimento di resistenza al secondo livello in corrispondenza della parete sul prospetto destro, è stato progettato il rinforzo di tale parete mediante una cortina di ispessimento in laterizio (Tav. 12).

#### 8.10. PARAMETRI DI CALCOLO DELLO STATO DI PROGETTO

Per i muri oggetto di consolidamento con intonaco armato, si hanno le seguenti caratteristiche della muratura (Circ.Min. 30/0781):

$$\sigma_k = 3000 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_k = 110 \text{ N/m}^2$$

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$G = 121000 \text{ kN/m}^2$$

$$E = 7260000 \text{ kN/m}^2$$

Per i setti rimanenti si hanno le stesse caratteristiche specificate allo stato attuale.

Carichi dei solai (D.M. 16/01/96):

Solai in acciaio e laterizio piani I e II:	$p = 400 \text{ daN/m}^2$	
	$q = 200 \text{ daN/m}^2$	
Solaio di sottotetto:	$p = 300 \text{ daN/m}^2$	
	$q = 100 \text{ daN/m}^2$	
Solaio di copertura:	$p = 200 \text{ daN/m}^2$	
	$q = 120 \text{ daN/m}^2$	(carico neve)

#### 8.11. VERIFICA AL RIBALTAMENTO ALLO STATO DI PROGETTO

Le verifiche vengono condotte secondo le stesse fasi individuate per il calcolo allo stato attuale e in riferimento agli stessi setti studiati (Tav. 14). Rispetto alle forze in gioco nelle verifiche allo stato attuale, allo stato di progetto non è più presente la spinta statica del tetto, in quanto la realizzazione dei dispositivi di appoggio ha comportato l'eliminazione degli effetti spingenti della copertura, e le azioni sismiche orizzontali esercitate dai solai sono riportate alle strutture

resistenti verticali dai controventi di falda. La verifica è preceduta dalla progettazione dei tiranti e dalla valutazione della massima forza di trazione esplicabile. Scegliendo di disporre, per ciascuna direzione, 4 tiranti in barre lisce  $\phi$  24, si ha:

$$f_{vd} = 315 / 1.15 = 247.0 \text{ N/mm}^2$$

$$T = 4 A_{\phi 24} f_{vd} = 49541 \text{ daN}$$

Si verificano le pressioni di contatto indotte in corrispondenza della piastra di ancoraggio di dimensioni 300 x 300 mm:

$$\sigma = T / (4 \times 300 \times 300) = 1.375 \text{ N / mm}^2$$

Il tiro massimo esplicabile per metro di profondità dell'edificio è:  $T^i = 4960 \text{ daN}$ . I risultati ottenuti per il coefficiente  $C_{fm}$  rispetto a questo meccanismo manifestano un notevole miglioramento rispetto ai valori ottenuti allo stato attuale e definiscono ampi margini di sicurezza rispetto ai livelli fissati dalle Direttive Tecniche di attuazione della legge 61 del 30/3/98. Tali margini vanno confrontati con quelli relativi agli altri meccanismi di collasso. Quando, come nel caso in esame, questi ultimi sono più bassi, si potrebbe ottimizzare la soluzione dimensionando le catene con i criteri riportati in Appendice 7. Non è stato fatto nello svolgimento dell'esempio, poiché si tratta di quantitativi minimi di materiale.

## 8.12. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ALLO STATO DI PROGETTO

Le verifiche sono state condotte sempre in riferimento ai setti A e B e alle combinazioni di carico definite. Poiché a seguito dell'intervento sono presenti vincoli di piano efficaci, lo schema di calcolo da adottare per la parete è risultato essere quello di trave vincolata in corrispondenza degli orizzontamenti e soggetta a carico distribuito (è stato assegnato un grado di vincolo tale da generare un momento in mezzeria  $M = pl^2/10$ ). È risultato ragionevole verificare, per ciascun maschio murario, la parete dell'ultimo livello in quanto, a parità di azioni flessionali, è soggetta ad uno stato di compressione inferiore ed è pertanto più vulnerabile.

### 8.12.1. Metodo di calcolo da Circolare M.LL.PP. 30 Luglio 1981

I criteri di determinazione della resistenza limite alle azioni ortogonali sono gli stessi definiti per il calcolo di  $C_0$ . In questo caso è diverso il modello (trave vincolata tra i solai) e quindi la sezione da studiare risulta essere la sezione mediana del setto che si trova all'ultimo livello.

Le forze verticali in gioco sono pertanto il solo carico della copertura e il peso di metà del muro in considerazione. Si adotta sempre l'espedito della valutazione delle caratteristiche di sollecitazione in funzione di  $C_{fm}$ , dell'imposizione del raggiungimento della massima trazione ammissibile al lembo teso e infine della verifica a schiacciamento del lembo compresso.

### 8.12.2. Metodo di calcolo da D.M. 20/11/87

Per ciascun pannello murario, è stato ricavato il valore del coefficiente di riduzione della resistenza  $\Phi_{lim}$  in corrispondenza del quale si ottiene il raggiungimento della resistenza a compressione caratteristica del materiale:

$$\Phi_{lim} = N / (\sigma_k A)$$

Si è quindi valutata la snellezza convenzionale  $h_0/t$ , essendo:

$$h_0 = \rho h$$

dove  $h$ , per la presenza di vincoli di piano efficaci, può essere assunto pari all'altezza di piano.

Entrando nella tabella 2.2.1.4, è stato quindi ricavato il coefficiente di eccentricità  $m$ . In tutti i

casi esaminati, avendo ricavato dei valori di  $\Phi_{lim}$  inferiori a quelli contemplati in tabella, è stato assunto il valore massimo di  $\Phi_{lim}$  previsto per la snellezza calcolata. Prendendo in considerazione per le verifiche la sezione di mezzeria del pannello dell'ultimo livello, è stato quindi valutata l'eccentricità limite:

$$e_{lim} = m t / 6.$$

Le eccentricità disponibili per gli stati flessionali relativi al sisma sono state valutate attraverso l'espressione

$$e_2 = e_1 / 2 + |e_{sis}| = e_{lim}$$

dove:

$$e_1 = |e_s| + |e_a|$$

da cui:  $e_{sis} = e_{lim} - e_1 / 2$ .

Da questo valore si è calcolato, per ogni muro e nella sezione di verifica, il massimo valore del momento dovuto alle azioni sismiche ortogonali alla parete :

$$M_{sis} = e_{sis} N$$

Essendo :

$$M_{sis} = M_{mezzeria} (C_{fin})$$

è stato ricavato il massimo valore del coefficiente di intensità sismica che può essere sopportato dalla parete senza superare la massima eccentricità ammessa.

#### 8.12.3. Considerazioni conclusive sulle verifiche a pressoflessione:

Dal confronto tra i risultati ottenuti allo stato attuale e allo stato di progetto è immediato rilevare come la realizzazione di semplici interventi volti a garantire il collegamento e la collaborazione tra le parti strutturali consente un notevole incremento del livello di sicurezza dell'edificio.

### 8.13. VERIFICA A TAGLIO ALLO STATO DI PROGETTO

#### 8.13.1. Metodo di calcolo da Circolare M.LL.PP. 30.7.1981

Il calcolo e le verifiche sono state condotte con criteri e metodi analoghi a quelli utilizzati per la struttura allo stato attuale, avendo aggiornato le resistenze dei materiali e i carichi ai valori previsti in fase di progetto (Tav. 14).

#### 8.13.2. Metodo di calcolo da D.M. 20/11/87

Anche per questo tipo di verifica sono state seguite integralmente le fasi operative descritte allo stato attuale, avendo in questo caso calcolato le tensioni medie per ciascuna combinazione di carico e assunto le resistenze di ciascun setto pari ai valori definiti in seguito all'intervento.

### 8.14. VERIFICA IN FONDAZIONE

La verifica in fondazione viene eseguita in riferimento allo stato di progetto sulla base di quanto previsto dal D.M. 11.03.1988.

#### 8.14.1. Modello di calcolo

Si assume che la fondazione sia infinitamente rigida rispetto al piano di posa, pertanto la verifica viene eseguita considerando la sezione di appoggio come una sezione pressoinflessa soggetta alle azioni provenienti dalla struttura in elevazione, nell'ipotesi che essa si mantenga

piana.

#### 8.14.2. Valutazione delle azioni in fondazione

Le azioni in fondazione sono costituite da un carico verticale applicato con una eccentricità nota rispetto al baricentro della sezione e da un momento flettente dovuta alle azioni sismiche.

Per ciascuna delle combinazioni di carico previste nelle precedenti verifiche, l'entità dello sforzo normale e il corrispondente centro di pressione sono stati determinati come risultante degli sforzi normali agenti alla base dei singoli pannelli di muratura. Il momento flettente dovuto alle azioni sismiche, che non dipende dalla combinazione dei carichi verticali, è stato calcolato considerando le forze statiche equivalenti di piano applicate a livello dei solai dell'edificio. Le azioni sismiche sono state valutate secondo quanto previsto al punto C.6.1.1. del D.M. 16.gennaio.1996, assumendo i seguenti valori dei parametri:

$$\epsilon = Fa$$

$$C = 0.65 C_{rif}$$

$$\beta = 2 \text{ (concordemente al punto C.9.5.3. del D.M. 16 gennaio 1996)}$$

Per ciascuna combinazione dei carichi verticali e per ogni direzione di ingresso del sisma, le azioni sono state ridotte ad uno sforzo normale baricentrico e ad un momento flettente, ottenuto combinando le eccentricità dovute alle azioni orizzontali con quelle dei carichi verticali. In base al punto C.9.3.3. del D.M. 16 gennaio 1996, i coefficienti di sicurezza per la valutazione della tensione ammissibile del terreno in fase sismica sono stati ridotti del 20%. Le verifiche in fondazione non sono risultate critiche per la sicurezza dell'edificio.

#### 8.15. QUADRO RIEPILOGATIVO STATO DI PROGETTO

PROSPETTO RIEPILOGATIVO VALORI DEL COEFFICIENTE DI INTENSITA' SISMICA ALLO STATO DI PROGETTO ( Cf )	
Verifica a ribaltamento	0,857
Verifica a pressoflessione per forze agenti ortogonalmente al piano del setto (DM 20/11/87)	0,046
Verifica di resistenza globale a taglio dell'edificio (DM 20/11/87)	0,066
Verifica a pressoflessione per forze agenti ortogonalmente al piano del setto (CM 30/7/81)	0,081
Verifica di resistenza globale a taglio dell'edificio (CM 30/7/81) allo SLU	0,068
<b>Valore minimo da ottenere = 0,65 x C rif = 0,046</b>	

L'esame dei risultati ottenuti allo stato di progetto evidenzia in modo marcato l'effetto benefico degli interventi proposti al fine del raggiungimento dei livelli di sicurezza fissati dalle Direttive Tecniche di attuazione della Legge 61 del 30/3/98. Questi incrementi di resistenza sono notevolmente consistenti per quanto riguarda le verifiche di stabilità fuori dal piano. Nelle verifiche a taglio è stato riscontrato un incremento globale del livello di resistenza, che tra l'altro già allo stato attuale risultava essere superiore ai requisiti minimi. Si noti infine che, come era stato già rilevato dal prospetto riepilogativo dei valori ottenuti allo stato attuale, i due metodi utilizzati per le verifiche a pressoflessione e a taglio forniscono valori finali tra loro molto simili.

## **8.16. LIVELLI DIFFERENZIATI DI INTERVENTO**

L'ultima fase di sviluppo dell'esempio di calcolo è consistita nel valutare sistemi di intervento differenziati, al fine di effettuare un confronto tra risultati ottenuti in termini di resistenza rispetto ai meccanismi di collasso individuati. In particolare sono state considerate due ipotesi limite di intervento rispetto al progetto illustrato precedentemente.

### *8.16.1. Livello minimo di intervento*

Il livello minimo di intervento è volto a riparare i danni e a migliorare la sicurezza nei confronti dei meccanismi di collasso locali (ribaltamento, azioni ortogonali al piano dei muri e crisi dei collegamenti), poiché la sicurezza nei confronti del meccanismo resistente globale a taglio è già garantita. Sono previste le seguenti operazioni:

- riparazione delle lesioni e realizzazione di architravature;
- eliminazione della carenza di collegamenti, abbondantemente evidenziata sia dalle separazioni dei muri fra loro e rispetto ai solai, sia dalle verifiche di stabilità fuori dal piano, mediante catene poste a livello di solaio, collegamenti solaio – muri realizzati con ferri saldati all'intradosso delle travi sia in senso longitudinale che trasversale e cuciture armate in alcuni spigoli lesionati;
- eliminazione delle azioni orizzontali dovute ai carichi verticali e trasmesse dalla copertura ai muri esterni mediante collegamento delle travi fra loro in corrispondenza del colmo e delle travi con i muri di appoggio per mezzo di cravatte fissate con barre in perfori;
- conferimento di rigidità nel piano alla copertura, con conseguente eliminazione delle forze sismiche orizzontali ortogonali ai muri su cui appoggiano le travi per mezzo di un sistema di controventi di falda realizzati con cavi di acciaio muniti di tenditori, completati dalle catene poste a livello di sottotetto con funzione di correnti;
- chiusura di un vano porta al piano terra.

Gli interventi previsti sono tutti prioritari secondo l'ordine stabilito nelle direttive tecniche, poiché tendono alla riparazione del danno e alla riduzione delle carenze legate alla mancanza di collegamenti e alla presenza di azioni orizzontali dovute agli stessi carichi verticali su muri relativamente snelli. Fa eccezione l'intervento di chiusura del vano porta che ha anche motivazioni legate al miglioramento nei confronti dei carichi verticali, ma che comunque rientra nei provvedimenti tesi a ridurre l'irregolarità in pianta. Nessuno degli interventi progettati aggrava la situazione preesistente; anche il modestissimo aumento di massa legato alla chiusura del vano a piano terra, che in parte si scarica direttamente in fondazione, è compensato dall'aumento di area resistente e dalla diminuzione di eccentricità. Si riportano brevemente i valori finali ottenuti mediante alcuni dei metodi di verifica proposti precedentemente:

PROSPETTO RIEPILOGATIVO VALORI DEL COEFFICIENTE DI INTENSITA' SISMICA ALLO STATO DI PROGETTO MINIMO ( $C_{fin}$ )	
Verifica a ribaltamento	0,857
Verifica a pressoflessione per forze agenti ortogonalmente al piano del setto (DM 20/11/87)	0,046
Verifica a pressoflessione per forze agenti ortogonalmente al piano del setto (CM 30/7/81)	0,081
Verifica di resistenza globale a taglio dell'edificio (CM 30/7/81) allo SLU	0,064
<b>Valore minimo da ottenere = <math>0,65 \times C_{rif} = 0,046</math></b>	

Come si può verificare dal prospetto, i risultati ottenuti in termini di  $C_{fin}$  evidenziano livelli di sicurezza rispetto alle azioni ortogonali alle pareti raggiunti senza un eccessivo impegno di risorse economiche. La sicurezza rispetto alle verifiche a taglio è comunque garantita in quanto già allo stato attuale l'edificio mostrava sufficienti livelli di resistenza.

#### 8.16.2. Livello massimo di intervento

Ovviamente non esiste un livello di intervento massimo, ma il superlativo è utilizzato per indicare un tipo di soluzione che ragionevolmente rappresenta un limite superiore del livello di intervento e che rispecchia una logica un po' "pigra" di applicazione della lista di provvedimenti presenti nel D.M. 16/01/96. Rispetto a quanto previsto nel livello di intervento minimo non si effettuano sarciure se non quelle nei tramezzi e nei muri interni, perché le riparazioni delle murature esterne vengono effettuate mediante intonaco armato, con contestuale aumento della resistenza. Inoltre non si chiude il vano porta a piano terra, poiché l'incremento di resistenza determinato dall'intonaco armato consente di irrobustire tutta la scatola muraria ed anche il pilastro d'angolo. In più si prevede di consolidare i solai per conferire loro una maggiore rigidezza e resistenza rispetto ai carichi verticali, e, contestualmente, anche una maggiore rigidezza e resistenza nel piano. Questo tipo di intervento è necessario per motivi di sicurezza rispetto ai carichi verticali in presenza di forti carenze di sezione delle travi in acciaio, fatto non infrequente nelle costruzioni realizzate nel primo '900, nell'immediato dopoguerra o, anche, nell'edilizia spontanea. L'intervento comporta un contenuto aumento di massa, bilanciato dall'aumento di resistenza dovuto all'intonaco armato, è piuttosto oneroso e ne va valutata la convenienza rispetto al rifacimento completo del solaio quando non vi siano esigenze di conservazione.

PROSPETTO RIEPILOGATIVO VALORI DEL COEFFICIENTE DI INTENSITA' SISMICA ALLO STATO DI PROGETTO MASSIMO ( $C_{fin}$ )	
Verifica a ribaltamento	0,857
Verifica a pressoflessione per forze agenti ortogonalmente al piano del setto (DM 20/11/87)	0,046
Verifica a pressoflessione per forze agenti ortogonalmente al piano del setto (CM 30/7/81)	0,103
Verifica di resistenza globale a taglio dell'edificio (CM 30/7/81) allo SLU	0,074
<b>Valore minimo da ottenere = <math>0,65 \times C_{rif} = 0,046</math></b>	

I risultati ottenuti indicano un incremento della sicurezza per meccanismi di collasso a taglio



dell'ordine del 16% rispetto allo stato iniziale, quando l'intervento comporta un consolidamento della muratura. Tuttavia, essendo determinanti le verifiche delle murature per azioni ortogonali, il valore  $C_{fin}$  resta inalterato. Una esasperazione degli interventi verso soluzioni più pesanti e invasive non risulta, quindi, necessariamente benefica in termini di coefficienti di sicurezza globali.

### 8.17. RISULTATI DELLE VERIFICHE

Nelle tabelle che seguono sono riportati i dettagli più significativi dei calcoli svolti. Dal punto di vista della simbologia, a volte si è utilizzato il simbolo Cf al posto di C<sub>fin</sub>

#### 8.17.1. Verifica di sicurezza al ribaltamento allo stato attuale

VERIFICHE AL RIBALTAMENTO STATO ATTUALE DETERMINAZIONE FORZE SETTO A							
Carichi solai (daNm <sup>2</sup> )	Piani	Carico Perm.	Carico Acc.	Coeff. Comb. Acc.	W-COMB1	W-COMB2	Masse sismiche
	1	300	200	1	720	300	500
	2	300	200	1	720	300	500
	3	300	100	1	570	300	400
	copertura	200	120	0.7	406	200	320

PIANO 1 [ daN, m]		FORZE	COMB1	COMB2	x	z
peso sp.	1900	W_peso muro	3511	2508	0.20	1.65
lunghezza	1	F_solai	1980	825	0.35	3.30
altezza	3.3	S/Co_solai	5500	5500	0.20	3.30
spessore	0.4	P/Co	10032	10032	0.20	1.65
xq	0.2	xg = distanza tra cerniera e linea di azione del muro				
appoggio b	0.1	xb = distanza tra cerniera e reazione del solaio				
xb	0.35	S/Co = forza sismica orizzontale dovuta al solaio per C=1				
profondità di competenza solaio	2.75					

PIANO 2 [ daN, m]		FORZE	COMB1	COMB2	x	z
peso sp.	1900	W_peso muro	2633	1881	0.15	4.95
lunghezza	1	F_solai	1980	825	0.25	6.60
altezza	3.3	S/Co_solai	5500	5500	0.15	6.60
spessore	0.3	P/Co	7524	7524	0.15	4.95
xq	0.15					
appoggio b	0.1					
xb	0.25					
profondità di competenza solaio	2.75					

PIANO 3 [ daN, m]		FORZE	COMB1	COMB2	x	z
peso sp.	1900	W_peso muro	2633	1881	0.15	8.25
lunghezza	1	F_solai	1568	825	0.25	9.90
altezza	3.3	S/Co_solai	4400	4400	0.15	9.90
spessore	0.3	P/Co	7524	7524	0.15	8.25
xq	0.15					
appoggio b	0.1					
xb	0.25					
profondità di competenza solaio	2.75					

ALTRE FORZE [ daN, m]		FORZE	COMB1	COMB2	x	z
profondità di competenza tetto	2.95	R.Peso tetto	1283	632	0.15	9.9
		H.Spinta tetto	308	152	0.15	9.9
		S/Co_tetto	3776	3776	0.15	9.9

VERIFICHE AL RIBALTAMENTO STATO ATTUALE DETERMINAZIONE FORZE SETTO B							
Carichi solai (daNm <sup>2</sup> )	Piani	Carico Perm.	Carico Acc.	Coeff. Comb. Acc.	W-COMB1	W-COMB2	Masse sismiche
	1	300	200	1	720	300	500
	2	300	200	1	720	300	500
	3	300	100	1	570	300	400
	copertura	200	120	0.7	406	200	320

PIANO 1 [ daN, m]		FORZE	COMB1	COMB2	x	z
peso sp.	1900	W_peso muro	3511	2508	0.20	1.65
lunghezza	1	F_solai	0	0	0.35	3.30
altezza	3.3	S/Co_solai	0	0	0.20	3.30
spessore	0.4	P/Co	10032	10032	0.20	1.65
xq	0.2					
appoggio b	0.1					
xb	0.35					
profondità di competenza solaio	0					

PIANO 2 [ daN, m]		FORZE	COMB1	COMB2	x	z
peso sp.	1900	W_peso muro	2633	1881	0.15	4.95
lunghezza	1	F_solai	0	0	0.25	6.60
altezza	3.3	S/Co_solai	0	0	0.15	6.60
spessore	0.3	P/Co	7524	7524	0.15	4.95
xq	0.15					
appoggio b	0.1					
xb	0.25					
profondità di competenza solaio	0					

PIANO 3 [ daN, m]		FORZE	COMB1	COMB2	x	z
peso sp.	1900	W_peso muro	2633	1881	0.15	8.25
lunghezza	1	F_solai	0	0	0.25	9.90
altezza	3.3	S/Co_solai	0	0	0.15	9.90
spessore	0.3	P/Co	7524	7524	0.15	8.25
xq	0.15					
appoggio b	0.1					
xb	0.25					
profondità di competenza solaio	0					

ALTRE FORZE [ daN, m]		FORZE	COMB1	COMB2	x	z
profondità di competenza tetto	0	R.Peso tetto	0	0	0.15	9.9
		H.Spinta tetto	0	0	0.15	9.9
		S/Co_tetto	0	0	0.15	9.9

VERIFICHE AL RIBALTAMENTO SETTO A [ daN, m] Stato attuale cerniera 1							
Forze stabilizzanti	Comb1	Comb2	x	z	Mstab1	Mstab2	
W_peso muro	3511	2508	0.20	1.65	702.24	501.60	
F_solai	1980	825	0.35	3.30	689.00	288.75	
W_peso muro	2633	1881	0.15	4.95	395.01	282.15	
F_solai	1980	825	0.25	6.60	485.00	206.25	
W_peso muro	2633	1881	0.15	8.25	395.01	282.15	
F_solai	1568	825	0.25	9.90	391.88	206.25	
R.Peso tetto	1283	632	0.15	9.90	192.44	94.80	
M stabilizzante					3264.58	1861.95	

VALORI DI Co		
	Comb1	Comb2
	0.001	0.001

Forze instabilizzanti	Comb1	Comb2	x	z	Minstab1	Minstab2
S/Co_solai	5500	5500	0.20	3.30	15.62	26.03
P/Co	10032	10032	0.20	1.65	14.25	23.74
S/Co_solai	5500	5500	0.15	6.60	31.24	52.06
P/Co	7524	7524	0.15	4.95	32.06	53.41
S/Co_solai	4400	4400	0.15	9.90	37.49	62.47
P/Co	7524	7524	0.15	8.25	53.43	89.01
S/Co_tetto	3776	3776	0.15	9.90	32.18	53.61
H.Spinta tetto	308	152	0.15	9.90	3048.31	1501.63
M instabilizzante					3264.58	1861.95
Coeff. di sicurezza					1.00	1.00

VERIFICHE AL RIBALTAMENTO SETTO A [ daN, m] Stato attuale cerniera 2							
Forze stabilizzanti	Comb1	Comb2	x	z	Mstab1	Mstab2	
W_peso muro	2633	1881	0.15	1.65	395.01	282.15	
F_solai	1980	825	0.25	3.30	485.00	206.25	
W_peso muro	2633	1881	0.15	4.95	395.01	282.15	
F_solai	1568	825	0.25	6.60	391.88	206.25	
R.Peso tetto	1282.96	632	0.15	6.60	192.44	94.80	
M stabilizzante					1869.339	1071.6	

VALORI DI Co		
	Comb1	Comb2
	-0.001	0.001

Forze instabilizzanti	Comb1	Comb2	x	z	Minstab1	Minstab2
S/Co_solai	5500	5500	0.15	3.30	-24.02	10.50
P/Co	7524	7524	0.15	1.65	-16.43	7.18
S/Co_solai	4400	4400	0.15	6.60	-38.43	16.81
P/Co	7524	7524	0.15	4.95	-49.29	21.55
S/Co_tetto	3776	3776	0.15	6.60	-32.98	14.42
H.Spinta tetto	308	152	0.15	6.60	2032.21	1001.09
M instabilizzante					1871.05	1071.56
Coeff. di sicurezza					1.00	1.00

**VERIFICHE AL RIBALTAMENTO SETTO A** [ daN, m]  
Stato attuale cerniera 3

Forze stabilizzanti	Comb1	Comb2	x	z	Mstab1	Mstab2
W' peso muro	2633	1881	0.15	1.65	395.01	282.15
F' solai	1568	825	0.25	3.30	391.88	206.25
R, Peso tetto	1283	632	0.15	3.30	192.44	94.80
M stabilizzante					979.33	583.20

	Comb1	Comb2
VALORI DI Co	-0.001	0.002

Forze instabilizzanti	Comb1	Comb2	x	z	Minstab1	Minstab2
S'/Co, solai	4400	4400	0.15	3.30	-13.56	30.46
P'/Co	7524	7524	0.15	1.65	-11.59	26.05
Sl/Co, tetto	3776	3776	0.15	3.30	-11.64	26.14
H, Spinta tetto	308	152	0.15	3.30	1016.10	500.54
M instabilizzante					979.31	583.20
Coeff. di sicurezza					1.00	1.00

**STATO ATTUALE**  
**RIEPILOGO RISULTATI SETTO A : VALORI DI Co**

	COMB1	COMB2
CERNIERA 1	0.001	0.001
CERNIERA 2	0.000	0.001
CERNIERA 3	0.000	0.002

**VERIFICHE AL RIBALTAMENTO SETTO B** [ daN, m]  
Stato attuale cerniera 1

Forze stabilizzanti	Comb1	Comb2	x	z	Mstab1	Mstab2
W' peso muro	3511	2508	0.20	1.65	702.24	501.80
F' solai	0	0	0.35	3.30	0.00	0.00
W' peso muro	2633	1881	0.15	4.95	395.01	282.15
F' solai	0	0	0.25	6.60	0.00	0.00
W' peso muro	2633	1881	0.15	8.25	395.01	282.15
F' solai	0	0	0.25	9.90	0.00	0.00
R, Peso tetto	0	0	0.15	9.90	0.00	0.00
M stabilizzante					1492.26	1065.90

	Comb1	Comb2
VALORI DI Co	0.013	0.009

Forze instabilizzanti	Comb1	Comb2	x	z	Minstab1	Minstab2
Sl/Co, solai	0	0	0.20	3.30	0.00	0.00
P/Co	10032	10032	0.20	1.65	213.18	152.27
S'/Co, solai	0	0	0.15	6.60	0.00	0.00
P/Co	7524	7524	0.15	4.95	479.66	342.61
S'/Co, solai	0	0	0.15	9.90	0.00	0.00
P'/Co	7524	7524	0.15	8.25	799.43	571.02
Sl/Co, tetto	0	0	0.15	9.90	0.00	0.00
H, Spinta tetto	0	0	0.15	9.90	0.00	0.00
M instabilizzante					1492.26	1065.90
Coeff. di sicurezza					1.00	1.00

**VERIFICHE AL RIBALTAMENTO SETTO B** [ daN, m]  
Stato attuale cerniera 2

Forze stabilizzanti	Comb1	Comb2	x	z	Mstab1	Mstab2
W' peso muro	2633	1881	0.15	1.65	395.01	282.15
F' solai	0	0	0.25	3.30	0.00	0.00
W' peso muro	2633	1881	0.15	4.95	395.01	282.15
F' solai	0	0	0.25	6.60	0.00	0.00
R, Peso tetto	0	0	0.15	6.60	0.00	0.00
M stabilizzante					790.02	564.3

	Comb1	Comb2
VALORI DI Co	0.016	0.011

Forze instabilizzanti	Comb1	Comb2	x	z	Minstab1	Minstab2
S'/Co, solai	0	0	0.15	3.30	0.00	0.00
P'/Co	7524	7524	0.15	1.65	197.41	140.99
S'/Co, solai	0	0	0.15	6.60	0.00	0.00
P'/Co	7524	7524	0.15	4.95	592.22	422.98
Sl/Co, tetto	0	0	0.15	6.60	0.00	0.00
H, Spinta tetto	0	0	0.15	6.60	0.00	0.00
M instabilizzante					789.62	563.97
Coeff. di sicurezza					1.00	1.00

**VERIFICHE AL RIBALTAMENTO SETTO B** [ daN, m]  
Stato attuale cerniera 3

Forze stabilizzanti	Comb1	Comb2	x	z	Mstab1	Mstab2
W' peso muro	2633	1881	0.15	1.65	395.01	282.15
F' solai	0	0	0.25	3.30	0.00	0.00
R, Peso tetto	0	0	0.15	3.30	0.00	0.00
M stabilizzante					395.01	282.15

	Comb1	Comb2
VALORI DI Co	0.032	0.023

Forze instabilizzanti	Comb1	Comb2	x	z	Minstab1	Minstab2
S'/Co, solai	0	0	0.15	3.30	0.00	0.00
P'/Co	7524	7524	0.15	1.65	394.95	282.00
Sl/Co, tetto	0	0	0.15	3.30	0.00	0.00
H, Spinta tetto	0	0	0.15	3.30	0.00	0.00
M instabilizzante					394.95	282.00
Coeff. di sicurezza					1.00	1.00

**STATO ATTUALE**  
**RIEPILOGO RISULTATI SETTO B : VALORI DI CO**

	COMB1	COMB2
CERNIERA 1	0.013	0.009
CERNIERA 2	0.016	0.011
CERNIERA 3	0.032	0.023



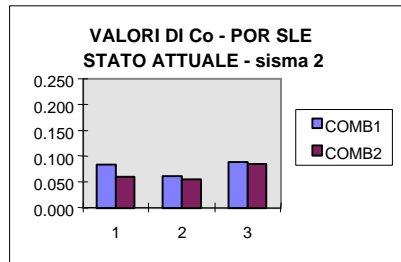
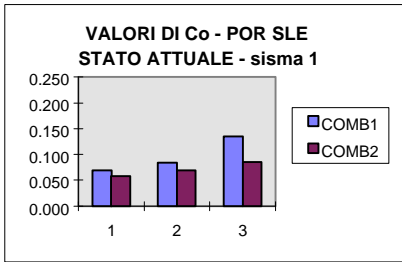


**QUADRO RIEPILOGATIVO VERIFICHE A TAGLIO STATO ATTUALE**

**METODO DI VERIFICA: POR, STATO LIMITE ELASTICO**

PIANO	SISMA	$\lambda_{el}$ = coeff. di sicurezza allo sle per C = Crif		VALORI DI Co	
		COMB1	COMB2	COMB1	COMB2
1	1	1.00	0.82	0.070	0.057
2	1	1.20	0.99	0.084	0.069
3	1	1.92	1.22	0.135	0.085

PIANO	SISMA	$\lambda_{el}$ = coeff. di sicurezza allo sle per C = Crif		VALORI DI Co	
		COMB1	COMB2	COMB1	COMB2
1	2	1.20	0.85	0.084	0.060
2	2	0.87	0.80	0.061	0.056
3	2	1.27	1.22	0.089	0.085

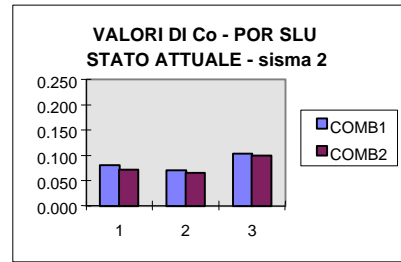
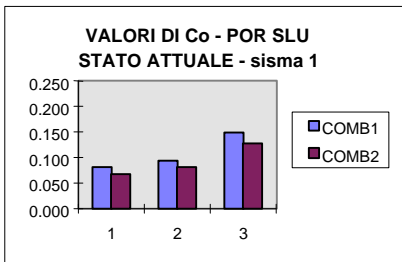


**QUADRO RIEPILOGATIVO VERIFICHE A TAGLIO STATO ATTUALE**

**METODO DI VERIFICA: POR, STATO LIMITE ULTIMO**

PIANO	SISMA	$\lambda_u$ = coeff. di sicurezza allo slU per C = Crif		VALORI DI Co	
		COMB1	COMB2	COMB1	COMB2
1	1	1.17	0.96	0.082	0.067
2	1	1.34	1.16	0.094	0.081
3	1	2.12	1.82	0.148	0.128

PIANO	SISMA	$\lambda_u$ = coeff. di sicurezza allo slU per C = Crif		VALORI DI Co	
		COMB1	COMB2	COMB1	COMB2
1	2	1.15	1.02	0.081	0.072
2	2	1.01	0.92	0.070	0.064
3	2	1.48	1.42	0.103	0.099









### 8.17.4. Interventi progettati

VERIFICA DI RESISTENZA E DEFORMABILITA' SOLAI IN ACCIAIO E LATERIZIO					
Luce max (m) =	5.70	Interasse (m) =	0.70	$f_{max} (mm) = 5/384 ql^4/EJx =$	16.02
Carico permanente solai (daN/m <sup>2</sup> ) =	300	$p (daN/m) =$	210	$f_{max} (mm) = 5/384 (p+q) l^4/EJx =$	40.05
Carico accidentale solai (daN/m <sup>2</sup> ) =	200	$q (daN/m) =$	140	$f_{adm} (mm) = l/400 =$	14.25
Elemento resistente : NP140		$M_{max, mezzeria} (daNm) =$	1421		
$Wx (mm^3) =$	81800	$\sigma_{max} (N/mm^2) = M / Wx =$	173.77		
$Jx (mm^4) =$	5720000				
$E (N/mm^2) =$	210000	$\tau_{adm} (N/mm^2) =$	140.00		

VERIFICA DI RESISTENZA E DEFORMABILITA' SOLAI IN ACCIAIO E LATERIZIO DOPO L'INTERVENTO			
In accordo con CNR 10016/85			
Luce max (m) =	5.7	Baricentro e asse neutro dal lembo inf. Y (mm)	133
Carico permanente solai (daN/m <sup>2</sup> ) =	300	Momento statico S (mm <sup>3</sup> )	793076
Soletta integrativa (daN/m <sup>2</sup> ) =	100	Momento inerzia sez. mista J (mm <sup>4</sup> )	16531297
Carico accidentale (daN/m <sup>2</sup> ) =	200	$\sigma_{max} acciaio (N/mm^2) =$	142
Interasse (m) =	0.7	$\sigma_{max} CLS (N/mm^2) =$	7.4
peso proprio trave (daN/m) =	14.3	Taglio max T (N) =	12380
$p (daN/m) =$	434.3	b ala (mm) =	66
$M_{max} in mezzeria (daNm) =$	1764	Momento statico CLS risp.a G (mm <sup>3</sup> ) =	112332
Elemento resistente NP140		Momento inerzia sez. mista J(mm <sup>4</sup> )	16531298
Connettori a saldatura automatica d(mm)	14	$\tau_{max} (N/mm^2) = TS / bJ =$	1.27
Soletta Rck = 30 N/mm <sup>2</sup>		Si dispone 1 connettore/15 cm per i primi 1.5 m dall'appoggio	
b connettori (mm) =	14	i (mm) =	150
b ef (mm) =	343	Forza di scorrimento Q (N) = t max b i =	12573
B = larghezza collaborante (mm) =	700	$\tau_{connettore} (N/mm^2) =$	81.6
E acciaio (N/mm <sup>2</sup> ) =	210000	$\sigma_{connettore} (N/mm^2) =$	141.4
E calcestruzzo (N/mm <sup>2</sup> ) =	31220	freccia max a pieno carico (mm) =	17
n = coeff. di omogeneizzazione =	6.73	freccia max solo accidentale (mm) =	6
Area sezione omogeneizzata (mm <sup>2</sup> ) =	5980	freccia ammissibile acc. (mm) = L/400 =	14

### 8.17.5. Verifica al ribaltamento allo stato di progetto

VERIFICHE AL RIBALTAMENTO STATO DI PROGETTO							
DETERMINAZIONE FORZE							
Carichi solai (daN/m <sup>2</sup> )	Piani	Carico Perm.	Carico Acc.	Coeff. Comb. Acc.	W-COMB1	W-COMB2	Masse sismiche
	1	400	200	1	860	400	600
	2	400	200	1	860	400	600
	3	300	100	1	570	300	400
	copertura	200	120	0.7	406	200	320
AZIONI DI TIRANTAGGIO [daN, m]							
	TIRANTI	COMB1	COMB2	x	z		
	T'	4960	4960	0.00	3.30		
	T''	4960	4960	0.00	6.60		
	T'''	4960	4960	0.00	9.90		

VERIFICHE AL RIBALTAMENTO SETTO A [daN, m]						
stato di progetto cerniera 1						
Forze stabilizzanti	Comb1	Comb2	x	z	Mstab1	Mstab2
W_peso muro	3511	2508	0.20	1.65	70224	501.60
F_solai	2365	1100	0.35	3.30	827.75	395.00
W_peso muro	2633	1881	0.15	4.95	395.01	282.15
F_solai	2365	1100	0.25	6.60	591.25	275.00
W_peso muro	2633	1881	0.15	8.25	395.01	282.15
F_solai	1568	825	0.25	9.90	391.88	206.25
R_Peso tetto	1283	632	0.15	9.90	192.44	94.80
T'	4960	4960	0.00	3.30	16368.00	16368.00
T''	4960	4960	0.00	6.60	32736.00	32736.00
T'''	4960	4960	0.00	9.90	49104.00	49104.00
	M stabilizzante				101703.58	100234.95
VALORI DI Cf						
	Comb1	Comb2				
	0.878	0.865				
Forze instabilizzanti	Comb1	Comb2	x	z	Minstab1	Minstab2
P/Cf	10032	10032	0.20	1.65	14529.39	14319.63
P'/Cf	7524	7524	0.15	4.95	32691.13	32219.17
	M instabilizzante				101705.74	100237.41
	Coeff. di sicurezza				1.00	1.00

VERIFICHE AL RIBALTAMENTO SETTO A [daN, m]						
stato di progetto cerniera 2						
Forze stabilizzanti	Comb1	Comb2	x	z	Mstab1	Mstab2
W_peso muro	2633	1881	0.15	1.65	395.01	282.15
F_solai	2365	1100	0.25	3.30	591.25	275.00
W_peso muro	2633	1881	0.15	4.95	395.01	282.15
F_solai	1568	825	0.25	6.60	391.88	206.25
R_Peso tetto	1283	632	0.15	6.60	192.44	94.80
T'	4960	4960	0.00	3.30	16368.00	16368.00
T''	4960	4960	0.00	6.60	32736.00	32736.00
	M stabilizzante				51069.59	50244.35
VALORI DI Cf						
	Comb1	Comb2				
	1.028	1.013				
Forze instabilizzanti	Comb1	Comb2	x	z	Minstab1	Minstab2
P/Cf	7524	7524	0.15	1.65	12767.54	12570.33
P'/Cf	7524	7524	0.15	4.95	39326.63	37710.98
	M instabilizzante				51070.18	50281.31
	Coeff. di sicurezza				1.00	1.00

**VERIFICHE AL RIBALTAMENTO SETTO A** [ daN, m]  
 stato di progetto cerniera 3

Forze stabilizzanti	Comb1	Comb2	x	z	Mstab1	Mstab2
F <sup>o</sup> .solai	1568	825	0,25	3,30	391,88	206,25
R.Peso tetto	1283	632	0,15	3,30	192,44	94,80
T <sup>o</sup>	4960	4960	0,00	3,30	16368,00	16368,00
M stabilizzante					16962,32	16669,05

	Comb1	Comb2
VALORI DI Cf	1,366	1,343

Forze stabilizzanti	Comb1	Comb2	x	z	Mstab1	Mstab2
M instabilizzante					16962,73	16669,39
Coeff. di sicurezza					1,00	1,00

**STATO DI PROGETTO**  
**RIEPILOGO RISULTATI SETTO A : VALORI DI Cf**

	COMB1	COMB2
CERNIERA 1	0,878	0,865
CERNIERA 2	1,028	1,013
CERNIERA 3	1,366	1,343

**VERIFICHE AL RIBALTAMENTO SETTO B** [ daN, m]  
 stato di progetto cerniera 1

Forze stabilizzanti	Comb1	Comb2	x	z	Mstab1	Mstab2
WV peso muro	3511	2508	0,20	1,65	702,24	501,60
F <sup>o</sup> .solai	0	0	0,35	3,30	0,00	0,00
W <sup>o</sup> peso muro	2633	1881	0,15	4,95	395,01	282,15
F <sup>o</sup> .solai	0	0	0,25	6,60	0,00	0,00
W <sup>o</sup> peso muro	2633	1881	0,15	8,25	395,01	282,15
F <sup>o</sup> .solai	0	0	0,25	9,90	0,00	0,00
R.Peso tetto	0	0	0,15	9,90	0,00	0,00
T <sup>o</sup>	4960	4960	0,00	3,30	16368,00	16368,00
T <sup>o</sup>	4960	4960	0,00	6,60	32736,00	32736,00
T <sup>o</sup>	4960	4960	0,00	9,90	49104,00	49104,00
M stabilizzante					99700,26	99273,90

	Comb1	Comb2
VALORI DI Cf	0,860	0,857

P/Cf	Comb1	Comb2	x	z	Minstab1	Minstab2
P/Cf	10032	10032	0,20			
P/Cf	10032	10032	0,20	1,65	14243,24	14182,34
P/Cf	7524	7524	0,15	4,95	32047,29	31910,26
P/Cf	7524	7524	0,15	8,25	53412,16	53183,76
M instabilizzante					99702,70	99276,36
Coeff. di sicurezza					1,00	1,00

**VERIFICHE AL RIBALTAMENTO SETTO B** [ daN, m]  
 stato di progetto cerniera 2

Forze stabilizzanti	Comb1	Comb2	x	z	Mstab1	Mstab2
WV peso muro	2633	1881	0,15	0,00	395,01	282,15
F <sup>o</sup> .solai	0,00	0,00	0,25	3,30	0,00	0,00
W <sup>o</sup> peso muro	2633,40	1881,00	0,15	4,95	395,01	282,15
F <sup>o</sup> .solai	0,00	0,00	0,25	6,60	0,00	0,00
R.Peso tetto	0,00	0,00	0,15	6,60	0,00	0,00
T <sup>o</sup>	4960,00	4960,00	0,00	3,30	16368,00	16368,00
T <sup>o</sup>	4960,00	4960,00	0,00	6,60	32736,00	32736,00
M stabilizzante					49894,02	49668,30

	Comb1	Comb2
VALORI DI Cf	1,008	1,002

Forze instabilizzanti	Comb1	Comb2	x	z	Minstab1	Minstab2
P <sup>o</sup> /Cf	7524	7524	0,15	1,65	12512,34	12444,62
M instabilizzante					50049,36	49778,49
Coeff. di sicurezza					1,00	1,00

**VERIFICHE AL RIBALTAMENTO SETTO B** [ daN, m]  
 stato di progetto cerniera 3

Forze stabilizzanti	Comb1	Comb2	x	z	Mstab1	Mstab2
F <sup>o</sup> .solai	0	0	0,25	3,30	0,00	0,00
R.Peso tetto	0	0	0,15	3,30	0,00	0,00
T <sup>o</sup>	4960	4960	0,00	3,30	16368,00	16368,00
M stabilizzante					16368,00	16368,00

	Comb1	Comb2
VALORI DI Cf	1,318	1,318

Forze stabilizzanti	Comb1	Comb2	x	z	Mstab1	Mstab2
P <sup>o</sup> /Cf	7524	7524	0,15	1,65	16360,94	16368,41
M instabilizzante					16360,94	16368,41
Coeff. di sicurezza					1,00	1,00

**STATO DI PROGETTO**  
**RIEPILOGO RISULTATI SETTO B : VALORI DI Cf**

	COMB1	COMB2
CERNIERA 1	0,860	0,857
CERNIERA 2	1,008	1,002
CERNIERA 3	1,318	1,318

8.17.6. Verifica a pressoflessione allo stato di progetto

**VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE C.M. 81**  
**Stato di progetto -SETTO A**

	COMB1	COMB2
W <sup>'''</sup> /2,peso muro	1316.70	940.50
F <sup>'''</sup> ,solai	1952.50	1100.00
R,Peso tetto	1283.98	632.50
<b>N (daN)</b>	<b>4553.18</b>	<b>2673.00</b>

	COMB1	COMB2
<b>VALORI DI Cf</b>	0.169	0.124

	COMB1	COMB2
N[daN]	4553	2673
M= pl2/10[daN m]	347.66	253.65
$\sigma=N/A+M/W$ (kN/m <sup>2</sup> )	383.55	258.20
$\sigma=N/A-M/W$ (kN/m <sup>2</sup> )	-80.00	-80.00

**VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE C.M. 81**  
**Stato di progetto -SETTO B**

	COMB1	COMB2
W <sup>'''</sup> /2,peso muro (daN)	1316.70	940.50

	COMB1	COMB2
<b>VALORI DI Cf</b>	0.091	0.081

	COMB1	COMB2
N[daN]	1317	940
M= pl2/10[daN m]	185.85	167.00
$\sigma=N/A+M/W$ (kN/m <sup>2</sup> )	167.80	142.67
$\sigma=N/A-M/W$ (kN/m <sup>2</sup> )	-80.00	-80.00

**VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE D.M. 20/11/87**  
**Stato di progetto - SETTO A, III LIVELLO**

	COMB1	COMB2
W <sup>'''</sup> /2,peso muro	1316.70	940.50
F <sup>'''</sup> ,solai	1567.50	825.00
R,Peso tetto	1282.96	632.00
<b>N (daN)</b>	<b>4167.16</b>	<b>2397.50</b>

**Grandezze caratteristiche (vedi 2,2,1,3 DM 20/11/87):**

t (cm)	30	30
$\sigma_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	2500	2500
$\phi$ lim	0.06	0.03
h(cm)	300	300
a(cm)	700	700
h / a	0.43	0.43
p	1	1
ho (cm)	300	300
ho/t	10.00	10.00

inserendo i dati nella tabella per il calcolo del coeff. di eccentricità

m	2	2
e lim (cm)	10.00	10.00
es1	0.00	0.00
es2	0.00	0.00
ea (cm)	1.65	1.65
e sis (cm)	9.18	9.18

Valori di Cf	COMB1	COMB2
Cf	0.1863	0.1072

	COMB1	COMB2
M sis (kNm)	3.82	2.20
M <sub>mezzeria</sub> (kNm)	3.82	2.20
coeff	1.00	1.00

M<sub>sis</sub> = esis x N  
M<sub>mezzeria</sub> = pl2 /10

**VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE D.M. 20/11/87**  
**Stato di progetto - SETTO B, III LIVELLO**

	COMB1	COMB2
W <sup>'''</sup> /2,peso muro	1316.70	940.50
<b>N</b>	<b>1316.70</b>	<b>940.50</b>

**Grandezze caratteristiche (vedi 2,2,1,3 DM 20/11/87):**

t (cm)	30	30
$\sigma_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	2500	2500
$\phi$ lim	0.02	0.01
h(cm)	300	300
a(cm)	550	550
h / a	0.55	0.55
p	0.95	0.95
ho (cm)	286.36	286.36
ho/t	9.55	9.55

inserendo i dati nella tabella per il calcolo del coeff. di eccentricità

m	2	2
e lim (cm)	10.00	10.00
es1	0.00	0.00
es2	0.00	0.00
ea (cm)	1.65	1.65
e sis (cm)	9.18	9.18

Valori di Cf	COMB1	COMB2
Cf	0.0642	0.0458

	COMB1	COMB2
M sis (kNm)	1.32	0.94
M <sub>mezzeria</sub> (kNm)	1.32	0.94
coeff	1.00	1.00

M<sub>sis</sub> = esis x N  
M<sub>mezzeria</sub> = pl2 /10









8.17.8. Verifica in fondazione

VERIFICA IN FONDAZIONE STATO DI PROGETTO																	
Determinazione risultante carichi in fondazione																	
piano	setto	xin	yin	xfin	yfin	sp	lung	$\sigma$ comb1	$\sigma$ comb2	N1	N2	xgi	ygi	Sy1	Sy2	Sx1	Sx2
		m	m	m	m	cm	cm	KN/m2	KN/m2	KN	KN	m	m	KNm	KNm	KNm	KNm
1	1	0.0	0.0	4.4	0.0	40	435	419.8	267.2	730.5	464.9	2.18	0.00	1588.73	1011.22	0.00	0.00
1	2	6.9	0.0	8.3	0.0	40	145	618.3	398.9	358.6	231.4	7.58	0.00	2716.50	1752.57	0.00	0.00
1	3	9.5	0.0	10.5	0.0	40	100	394.1	265	157.6	106.0	10.00	0.00	1576.40	1060.00	0.00	0.00
1	4	0.0	4.0	1.8	4.0	40	180	431.2	253.8	310.5	182.7	0.90	4.00	279.42	164.46	1241.86	730.94
1	5	5.8	4.0	8.2	4.0	40	235	666.7	382.3	626.7	359.4	6.98	4.00	4371.22	2506.55	2506.79	1437.45
1	6	9.6	4.0	10.5	4.0	40	95	1019	570.2	387.2	216.7	10.03	4.00	3881.88	2172.18	1548.88	866.70
1	7	0.0	9.8	1.8	9.8	40	180	468.1	287.5	337.0	207.0	0.90	9.80	303.33	186.30	3302.91	2028.60
1	8	2.8	9.8	5.6	9.8	40	280	493.9	304.3	553.2	340.8	4.20	9.80	2323.31	1431.43	5421.05	3340.00
1	9	6.4	9.8	10.5	9.8	40	410	428.1	249.3	702.1	408.9	8.45	9.80	5932.61	3454.80	6880.42	4006.75
1	10	0.0	0.0	0.0	0.7	40	65	845.6	563.8	219.9	146.6	0.00	0.33	0.00	0.00	71.45	47.64
1	11	0.0	3.2	0.0	5.2	40	200	557.5	375.7	446.0	300.6	0.00	4.20	0.00	0.00	1873.20	1262.35
1	12	0.0	6.4	0.0	9.8	40	340	341.5	232.9	464.4	316.7	0.00	8.10	0.00	0.00	3761.96	2565.63
1	13	7.5	0.0	7.5	4.5	40	450	277	187.7	498.6	337.9	7.45	2.25	3714.57	2517.06	1121.85	760.19
1	14	7.5	5.7	7.5	9.8	40	410	217.3	155.2	356.4	254.5	7.45	7.75	2654.97	1896.23	2761.88	1972.59
1	15	10.5	0.0	10.5	0.9	40	90	487.6	324.1	175.5	116.7	10.50	0.45	1843.13	1225.10	78.99	52.50
1	16	10.5	2.9	10.5	9.8	40	690	254.8	178.5	703.2	492.7	10.50	6.35	7384.10	5172.93	4465.62	3128.39
										<b>Ntot1</b>	<b>Ntot2</b>			<b>Sy1</b>	<b>Sy2</b>	<b>Sx1</b>	<b>Sx2</b>
										<b>7027.4</b>	<b>4483.3</b>			<b>38570.17</b>	<b>24550.82</b>	<b>35036.88</b>	<b>22199.73</b>

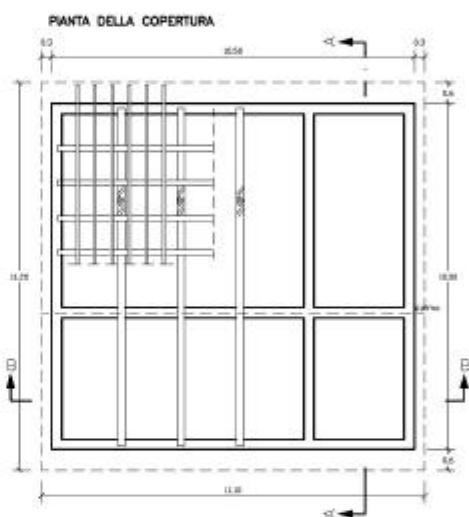
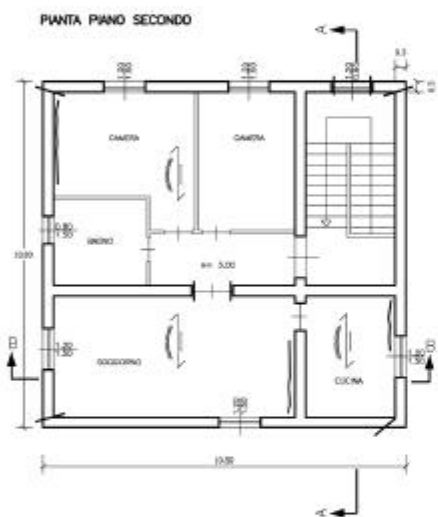
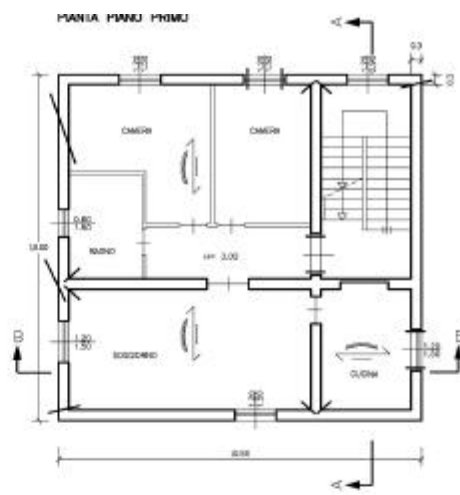
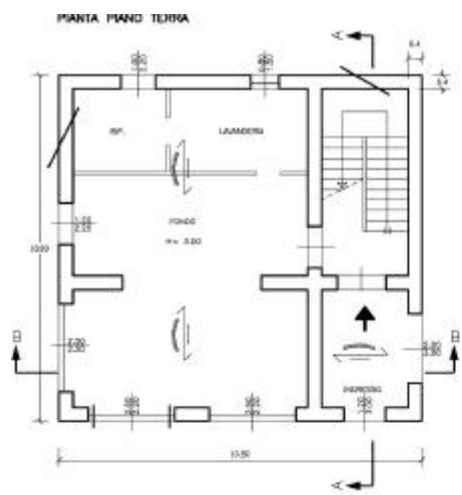
<b>Forze sismiche da normativa e momenti ribaltanti valutati per Cfin = 0.65 x 0.07 e <math>\beta = 2</math></b>	<b>Determinazione tensioni di confronto</b>																										
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Piano</th> <th>F (KN)</th> <th>h (m)</th> <th>M (KNm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>216.97</td><td>3.3</td><td>232.70</td></tr> <tr><td>2</td><td>425.17</td><td>6.6</td><td>911.99</td></tr> <tr><td>3</td><td>451.93</td><td>9.9</td><td>1454.08</td></tr> <tr> <td><b>M ribaltante (KNm)</b></td> <td colspan="3"><b>2599</b></td> </tr> </tbody> </table>	Piano	F (KN)	h (m)	M (KNm)	1	216.97	3.3	232.70	2	425.17	6.6	911.99	3	451.93	9.9	1454.08	<b>M ribaltante (KNm)</b>	<b>2599</b>			<table border="1"> <thead> <tr> <th>q lim (KN/m2)</th> <th><math>\sigma</math> adm, cond. stat. (KN/m2)</th> <th><math>\sigma</math> adm, cond. sism. (KN/m2)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>660.00</td> <td>220.00</td> <td>275.00</td> </tr> </tbody> </table> <p>* riduzione del coeff. di sicurezza ( C.9.3.3 DM16/1/96 )</p>	q lim (KN/m2)	$\sigma$ adm, cond. stat. (KN/m2)	$\sigma$ adm, cond. sism. (KN/m2)	660.00	220.00	275.00
Piano	F (KN)	h (m)	M (KNm)																								
1	216.97	3.3	232.70																								
2	425.17	6.6	911.99																								
3	451.93	9.9	1454.08																								
<b>M ribaltante (KNm)</b>	<b>2599</b>																										
q lim (KN/m2)	$\sigma$ adm, cond. stat. (KN/m2)	$\sigma$ adm, cond. sism. (KN/m2)																									
660.00	220.00	275.00																									

COMBINAZIONE 1:					
<b>Ntot1 (KN)</b>	<b>7027.4240</b>				
posizione risultante carichi	x (m)		y (m)		
	5.49		4.99		
posizione baricentro fondazione	5.67		4.95		
	ex (m)		ey (m)		
	-0.18		0.04		
<b>M ribaltante (KNm)</b>	<b>2595.9648</b>				
Cond. carico	1	2	3	4	5
<b>M risultanti (KNm)</b>	sismax	sisma-x	sismay	sisma-y	carichi vert.
Mx	2847.0934	-2344.8362	251.1286	251.1286	251.1286
My	-1275.32568	-1275.32568	1320.63912	-3871.29048	-1275.32568
$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	260	250	220	260	220
$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	160	160	190	160	190

COMBINAZIONE 2:					
<b>Ntot2 (KN)</b>	<b>4483.3480</b>				
posizione risultante carichi	x (m)		y (m)		
	5.48		4.95		
posizione baricentro fondazione	5.67		4.95		
	ex (m)		ey (m)		
	-0.19		0.00		
<b>M ribaltante (KNm)</b>	<b>2595.9648</b>				
Cond. carico	1	2	3	4	5
<b>M risultanti (KNm)</b>	sismax	sisma-x	sismay	sisma-y	carichi vert.
Mx	2603.1263	-2588.8033	7.1615	7.1615	7.1615
My	-869.76316	-869.76316	1726.20164	-3465.72796	-869.76316
$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	170	170	150	170	140
$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	90	90	110	90	120





**RILIEVO  
DELLO STATO DI FATTO**  
Simbologia

**Orizzontamenti  
solai e coperture**

acciaio-volticine

legno

Travi  
legno

**Lesioni**

isolata

a croce

cantonale

solai

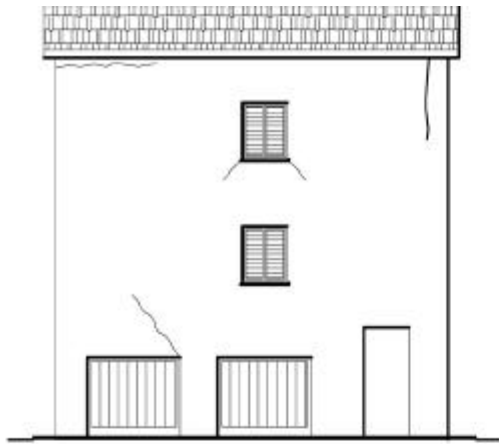
architrave

**TAV. 01**

**PIANTE**

**STATO ATTUALE**

scala 1:200



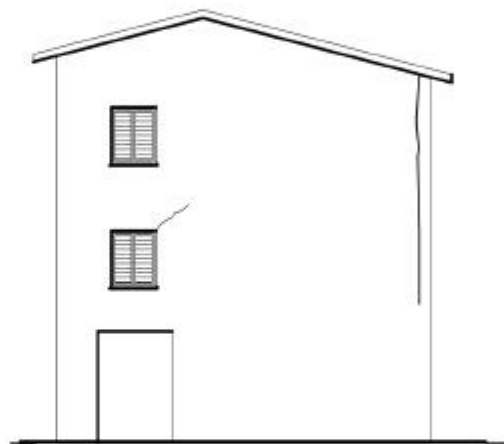
PROSPETTO FRONTE



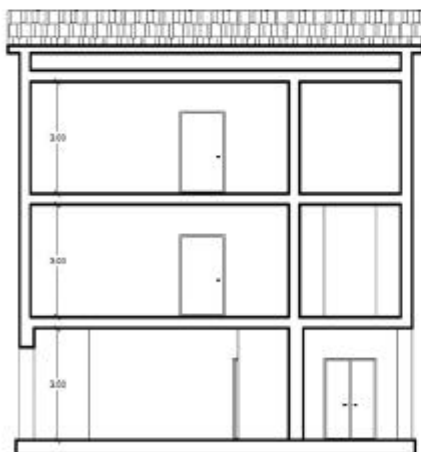
PROSPETTO RETRO



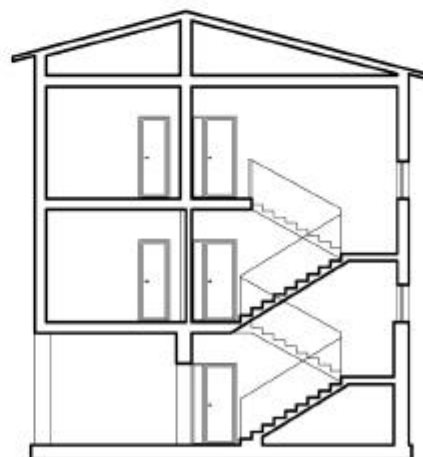
PROSPETTO LATERALE SINISTRO



PROSPETTO LATERALE DESTRO



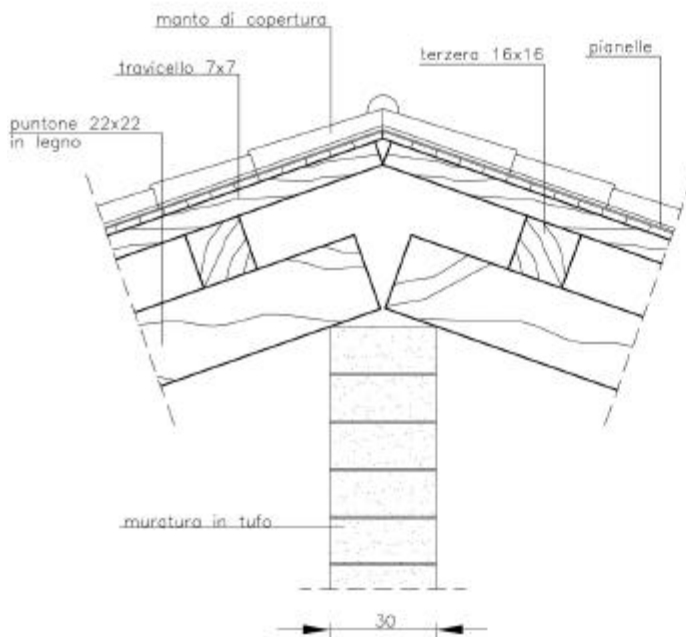
SEZIONE B-B



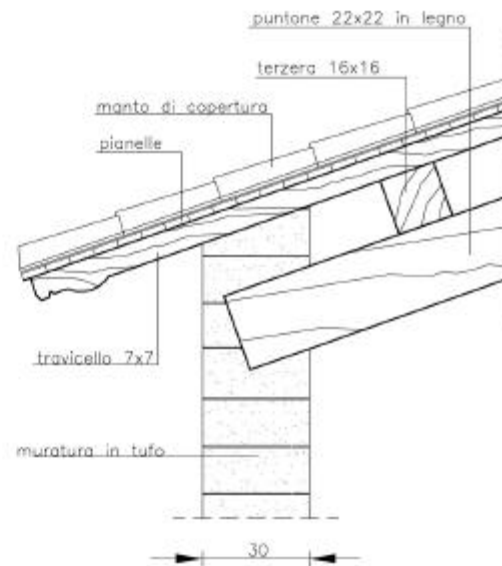
SEZIONE A-A

## COPERTURA IN LEGNO

### SEZIONE COLMO

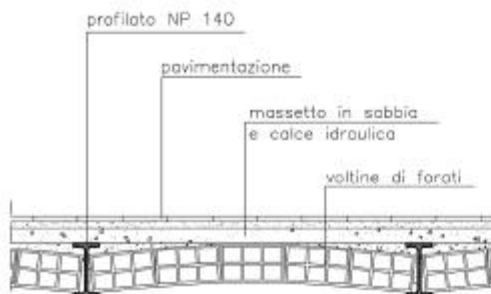


### SEZIONE GRONDA

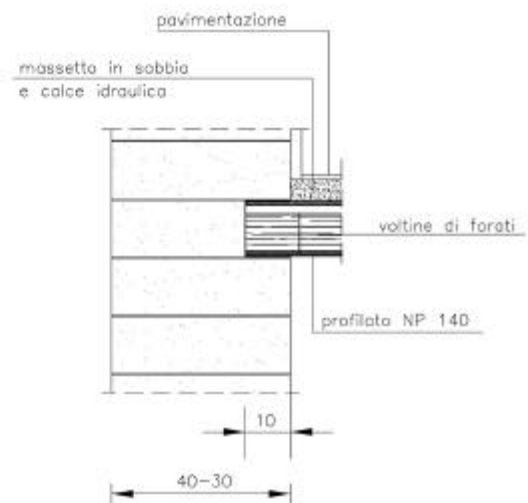


## PARTICOLARE SOLAIO ACCIAIO E VOLTICINE

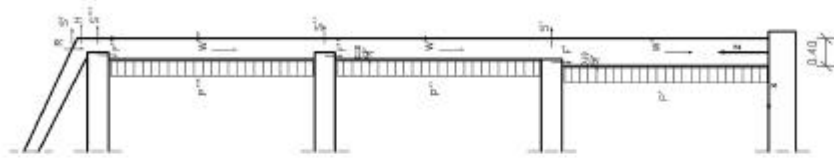
### SEZIONE LONGITUDINALE



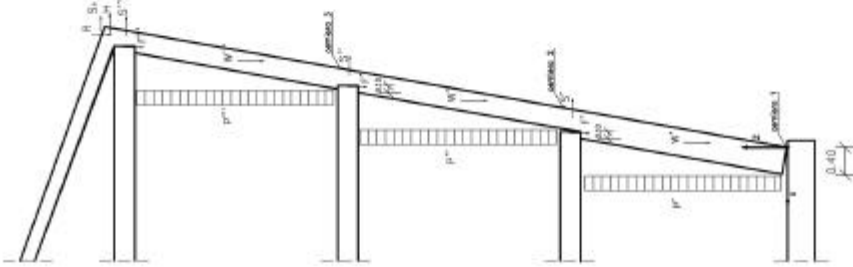
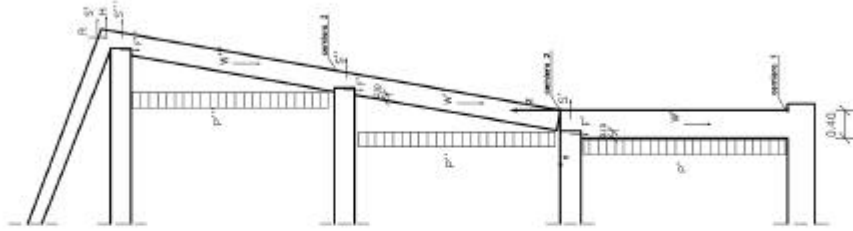
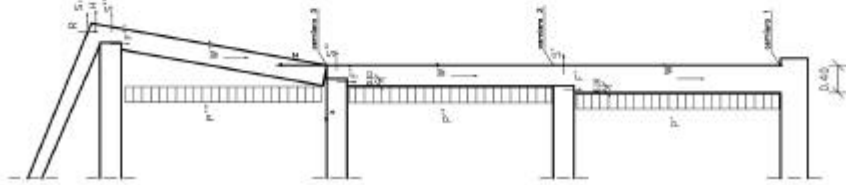
### SEZIONE TRASVERSALE



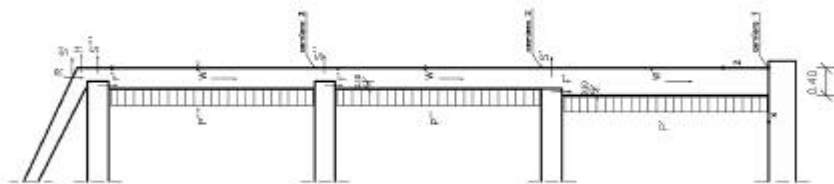
VERIFICA ALLE AZIONI ORTOGONALI



MECCANISMO AL RIBALTAMENTO ATTORNO ALLA CERNIERA 1 - 2 - 3

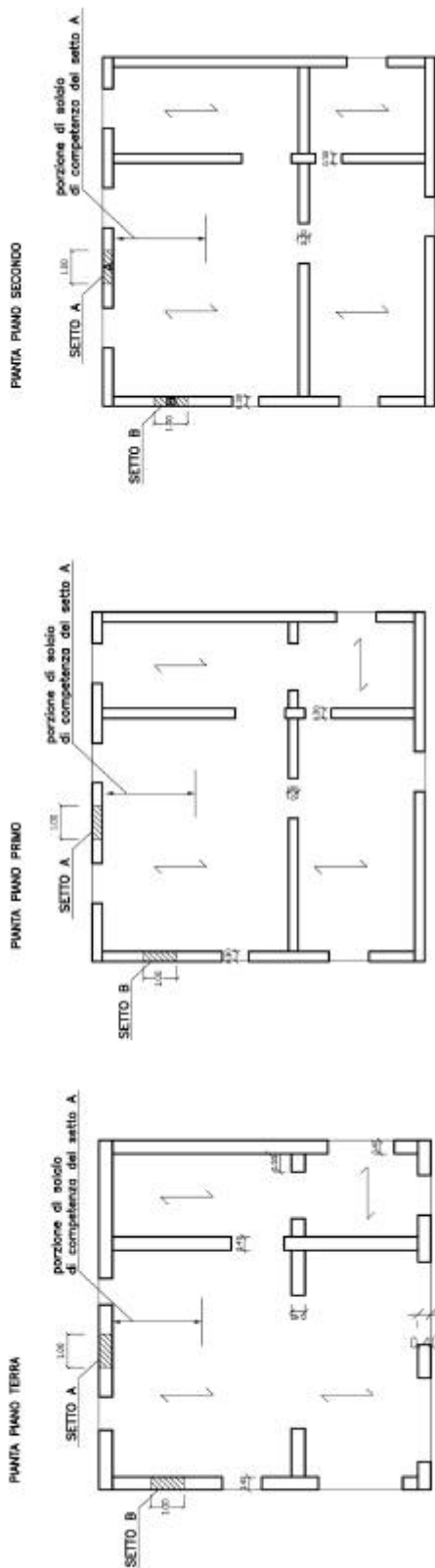


ANALISI DEI CARICHI SUI SETTI

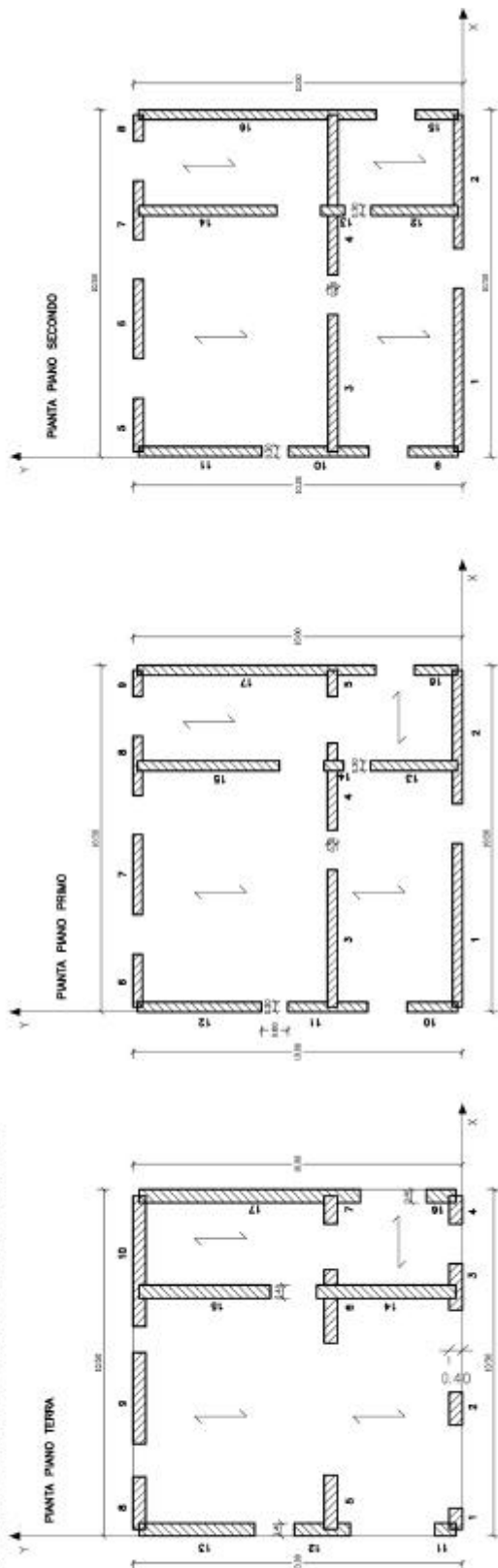


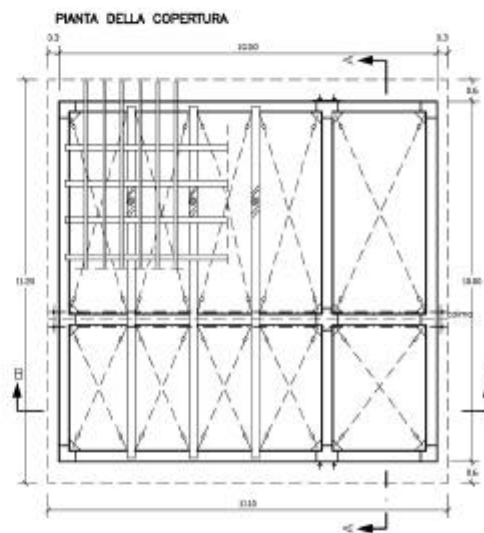
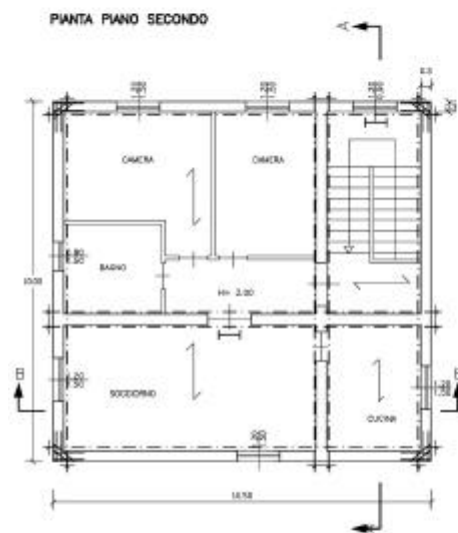
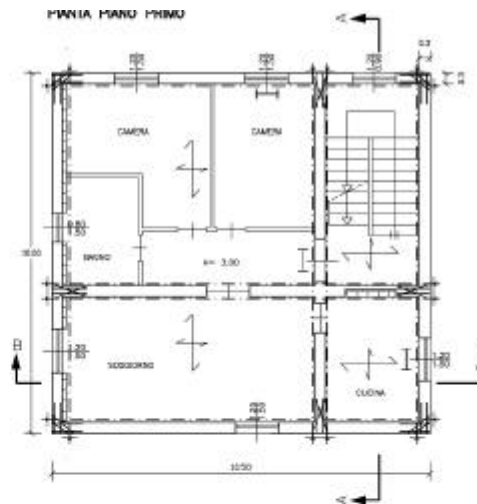
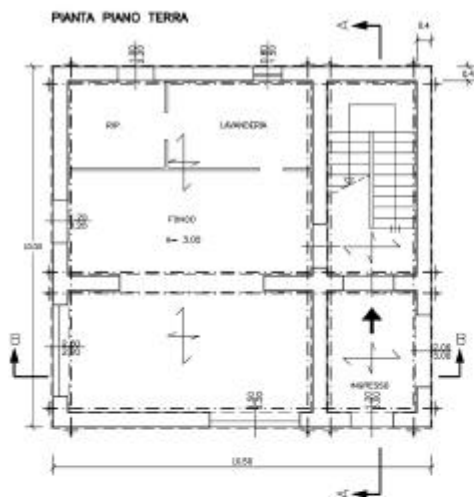
- P' = forze inerziali muri
- R = carico verticale tetto
- H = carico orizzontale tetto
- F' = carichi verticali ai piani
- S' = carichi sismici ai piani
- W' = pesi propri muri

INDIVIDUAZIONE SETTI PER VERIFICHE FUORI DAL PIANO



PIANTE MODELLAZIONE STRUTTURALE





**PROGETTO ESECUTIVO  
DEL RIPRISTINO STRUTTURALE**

Simbologia

**Riparazioni**

intonaco armato



piastre di ancoraggio



ispessimento mura



tiranti



**Sostituzioni**

architravi



**Orizzontamenti**

irrigidimento di impalcati



**Perforazioni armate: collegamenti**

martello



cantonale

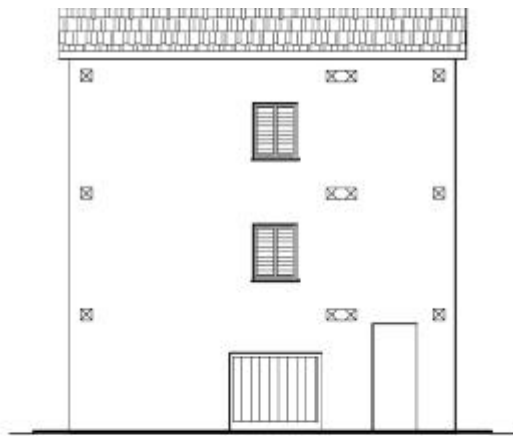


**TAV. 06**

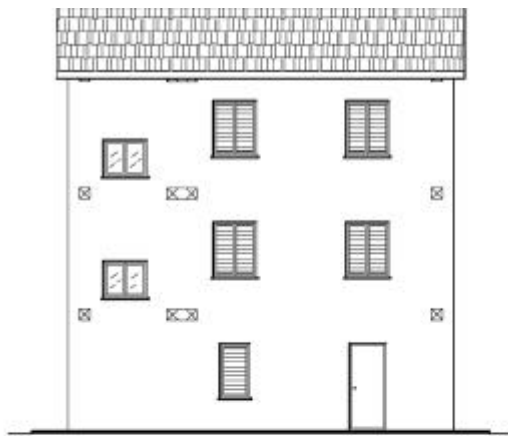
**PIANTE**

**PROGETTO**

scala 1:200



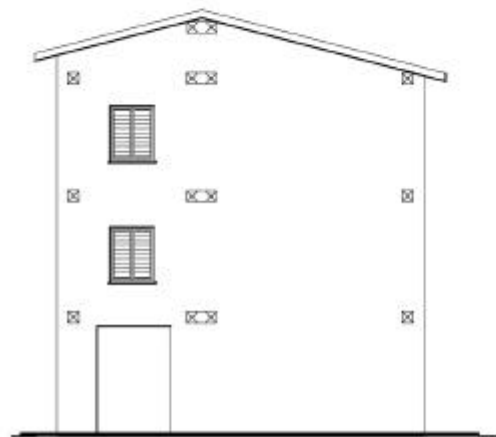
PROSPETTO FRONTE



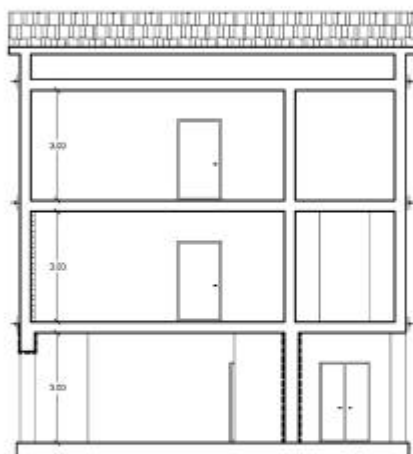
PROSPETTO RETRO



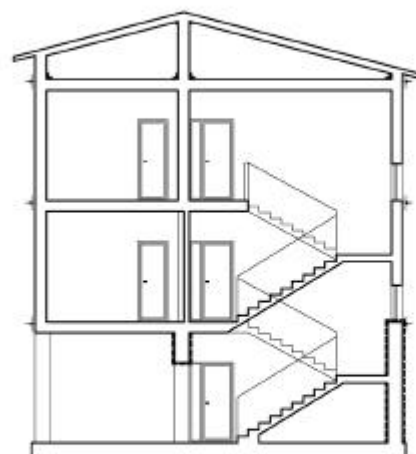
PROSPETTO LATERALE SINISTRO



PROSPETTO LATERALE DESTRO



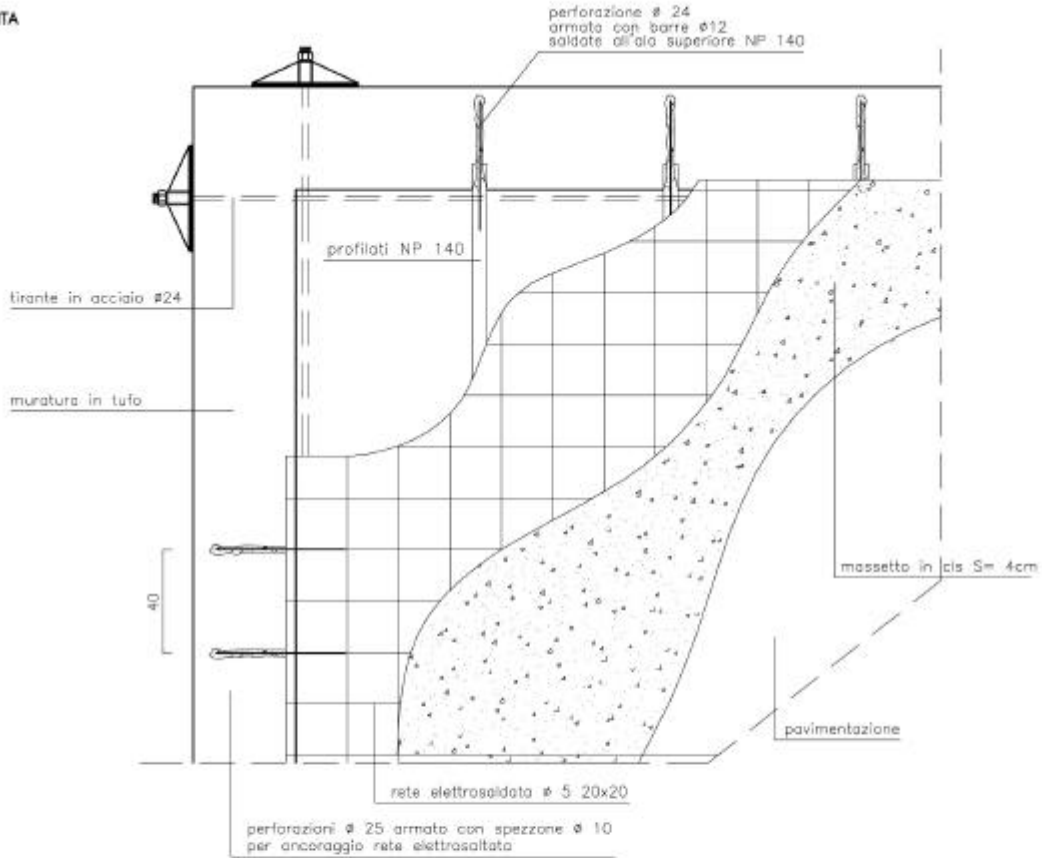
SEZIONE B-B



SEZIONE A-A

**CONSOLIDAMENTO SOLAI ACCIAIO-VOLTINE**

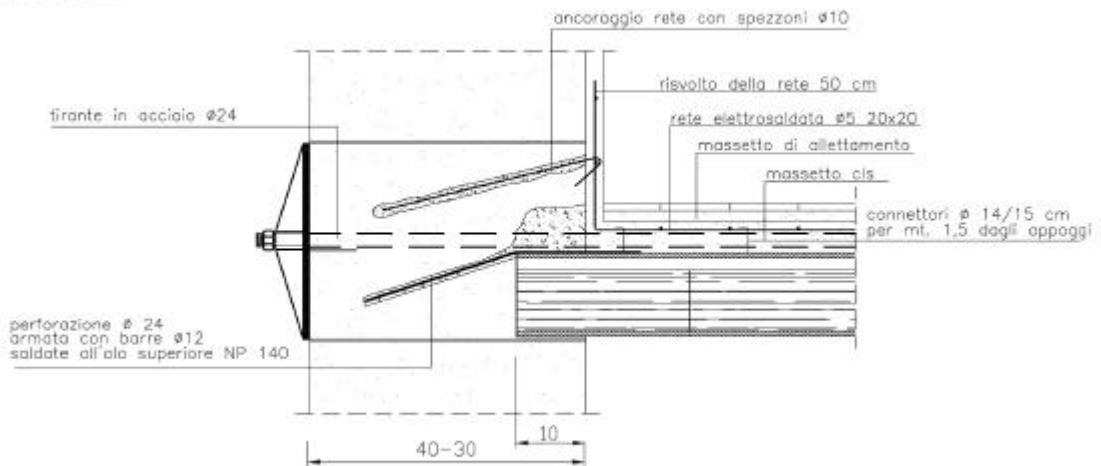
**PIANTA**



**SEZIONE LONGITUDINALE**



**SEZIONE TRASVERSALE**



**TAV. 08**

**CONSOLIDAMENTO SOLAI**

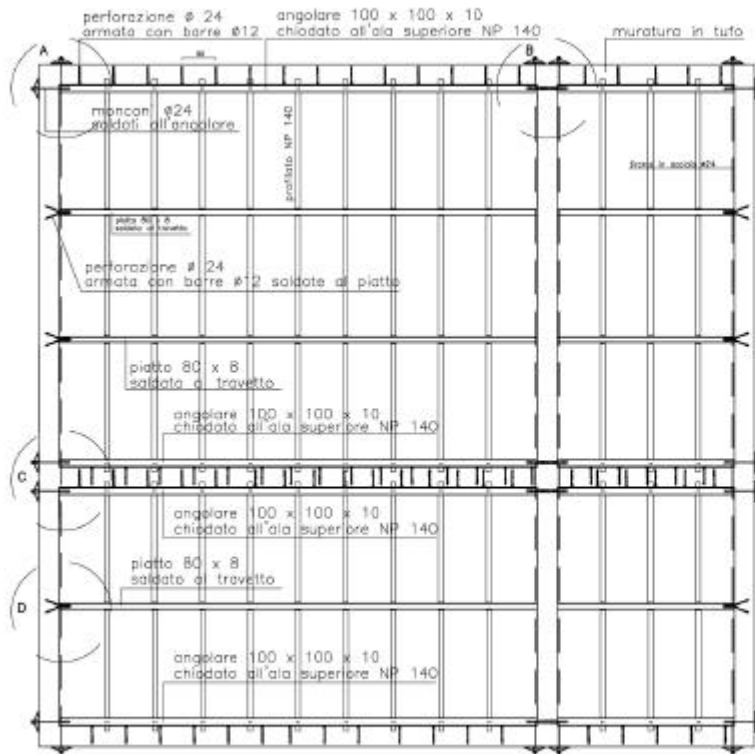
**PROGETTO**

scala 1:20 - 1: 10



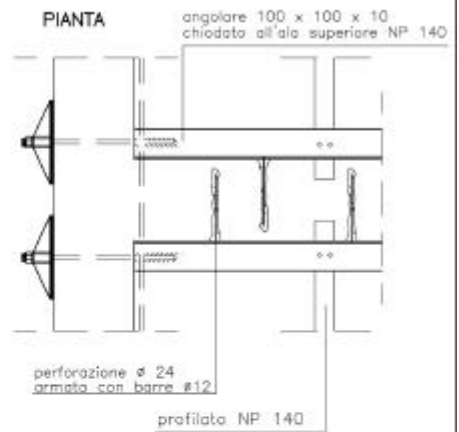
**CONSOLIDAMENTO SOLAIO DI SOTTOTETTO**

**PIANTA**



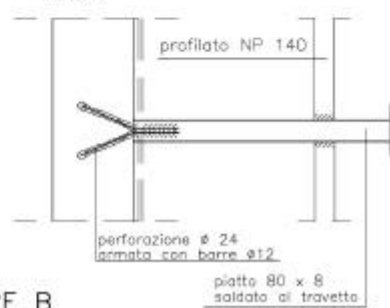
**PARTICOLARE C**

**PIANTA**



**PARTICOLARE D**

**PIANTA**



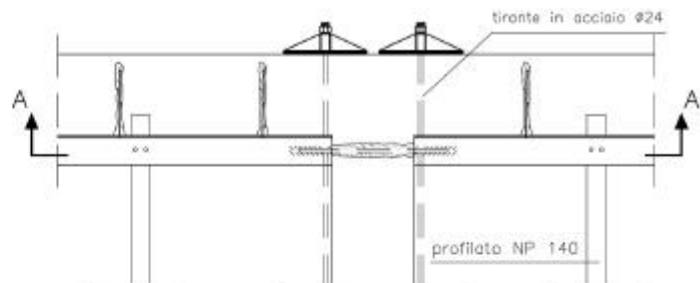
**PARTICOLARE A**

**PIANTA**

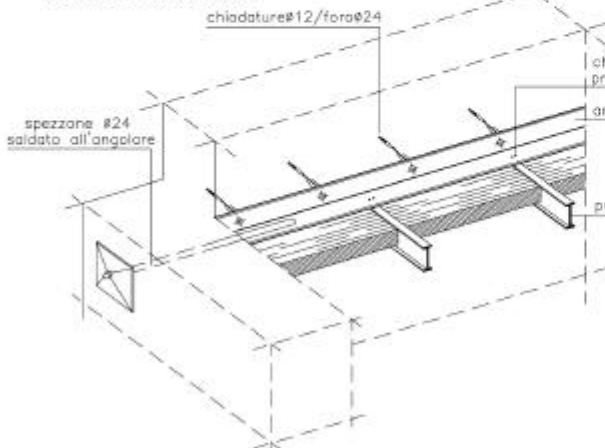


**PARTICOLARE B**

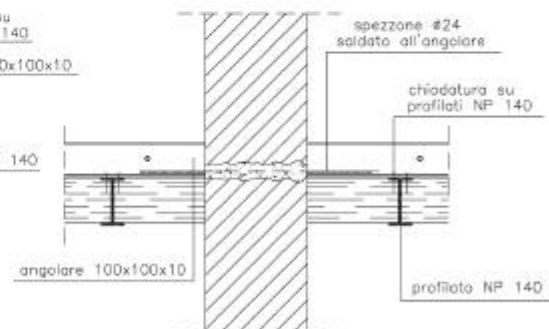
**PIANTA**



**VISTA ASSONOMETRICA**

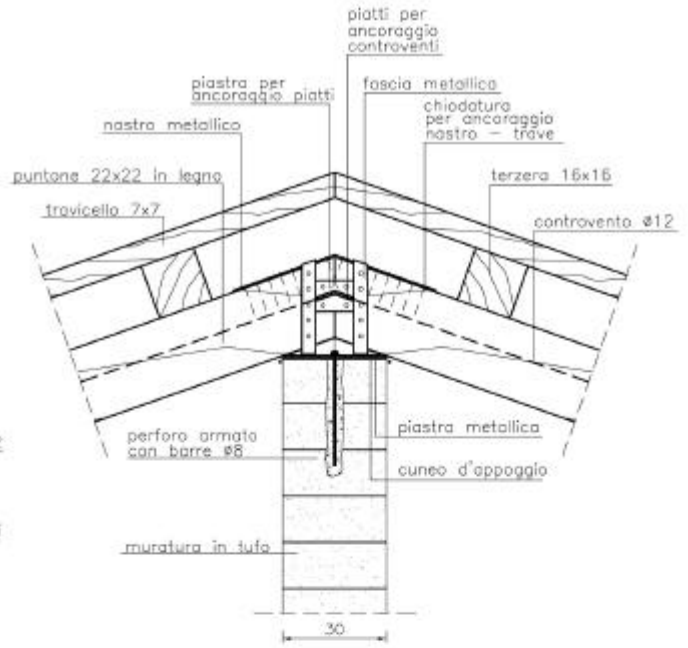
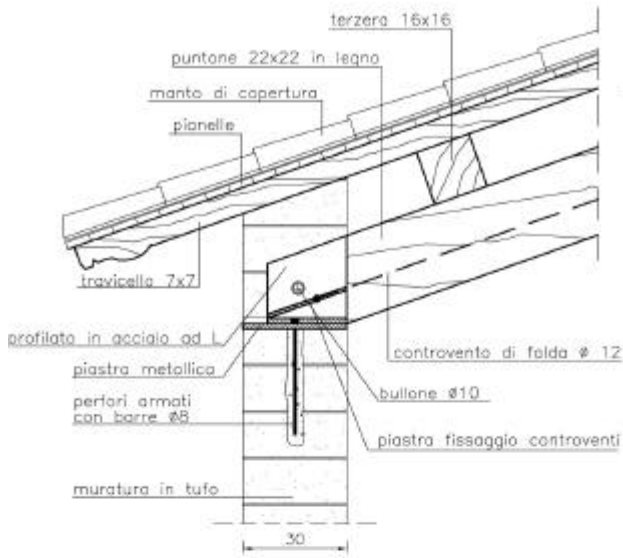


**SEZIONE A-A**

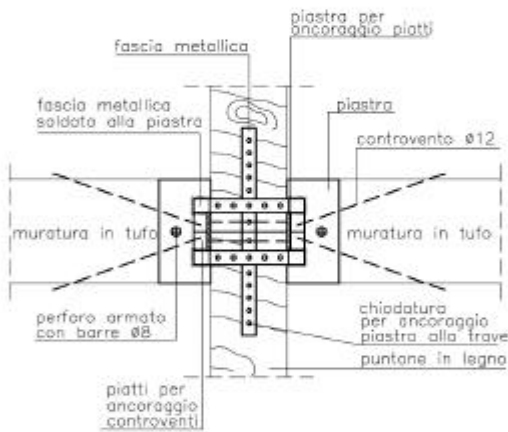


# ANCORAGGIO TRAVI DI COPERTURA

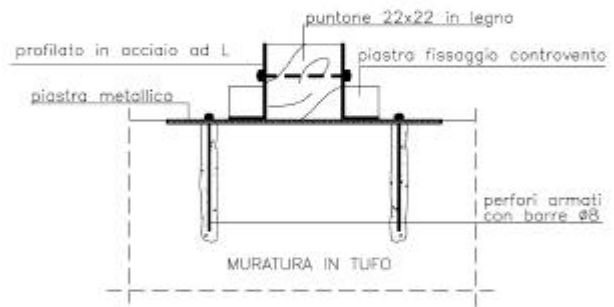
## SEZIONI



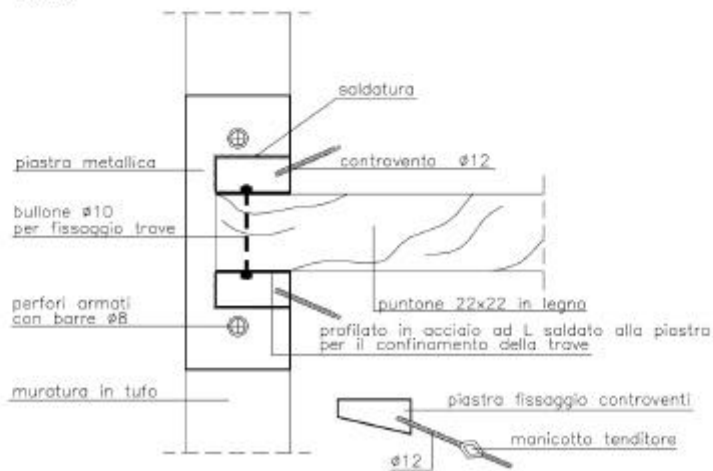
## PIANTA



## SEZIONE



## PIANTA



TAV. 10

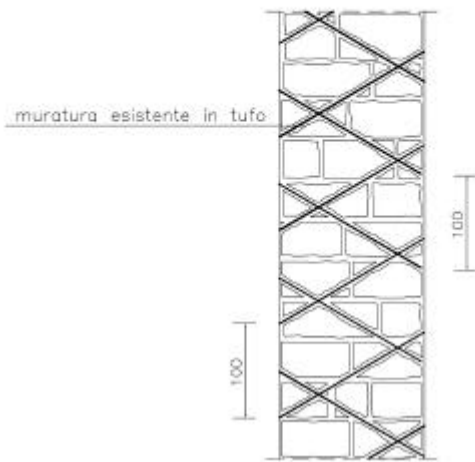
PARTICOLARI COPERTURA

PROGETTO

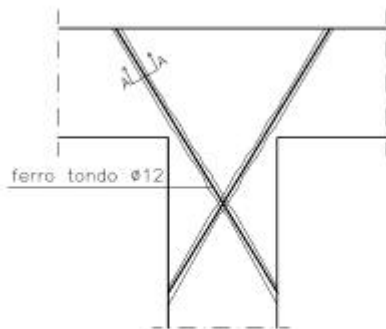
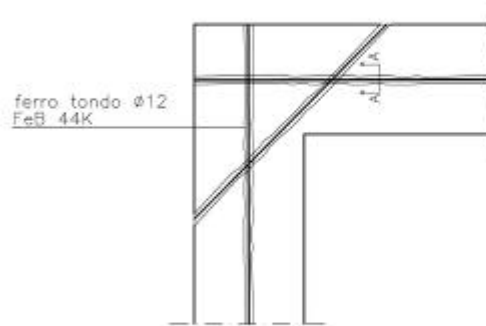
scala 1:20

**PARTICOLARI PERFORAZIONE ARMAIA**

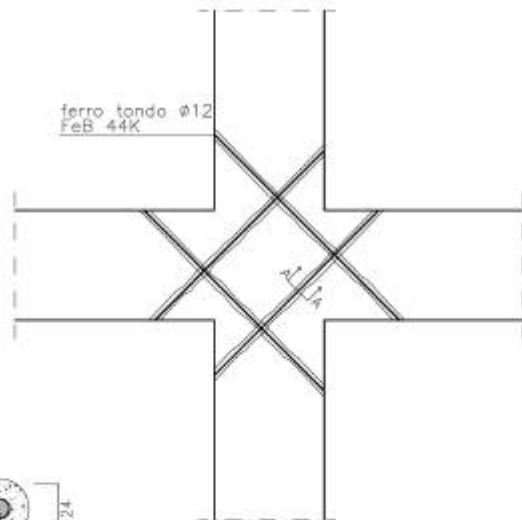
**SEZIONE VERTICALE**



**PIANTA**



**PIANTE**

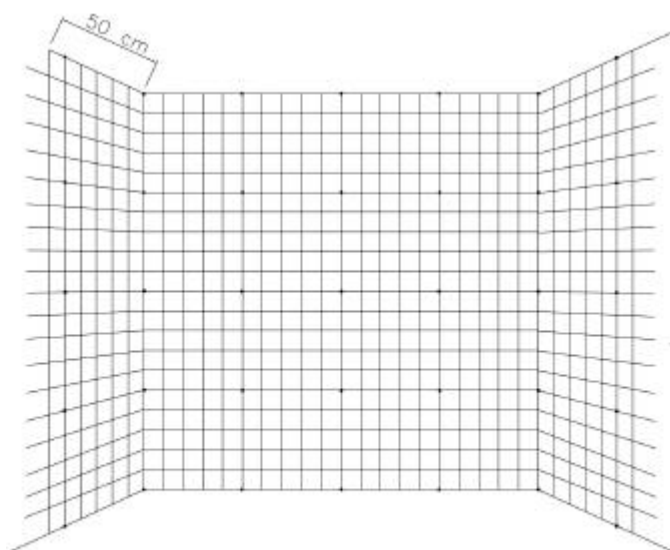


**SEZIONE A-A**

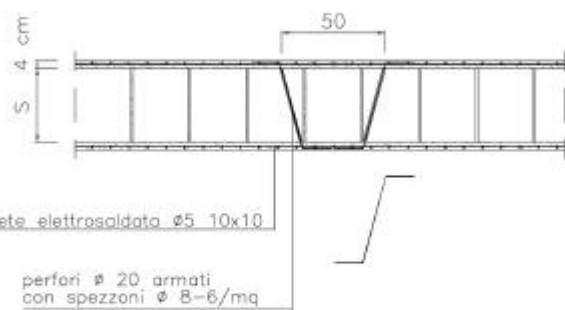


**INTONACO ARMATO**

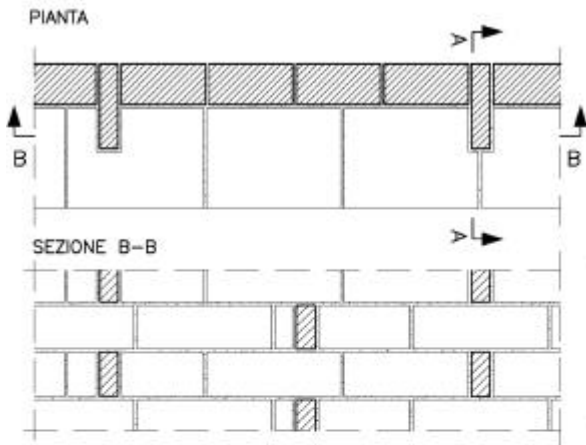
**VISTA**



**SEZIONE**



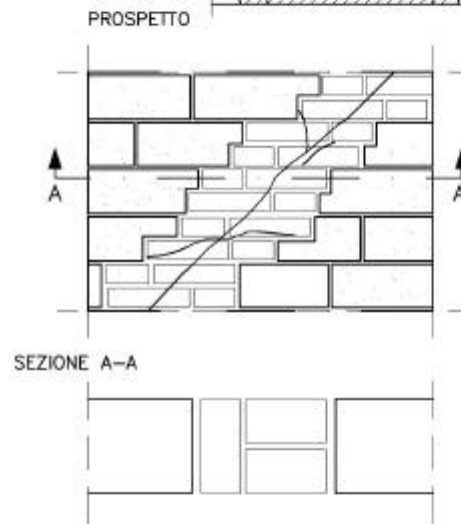
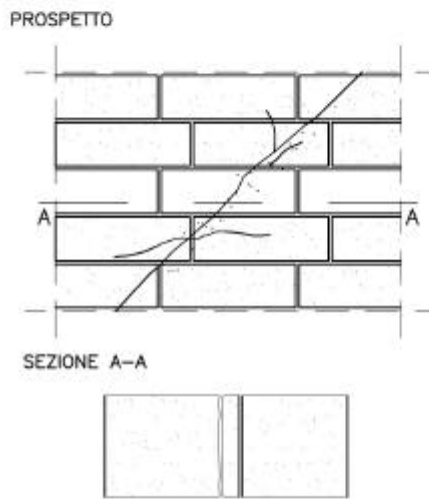
**PARTICOLARE ISPESSIMENTO MURATURA**



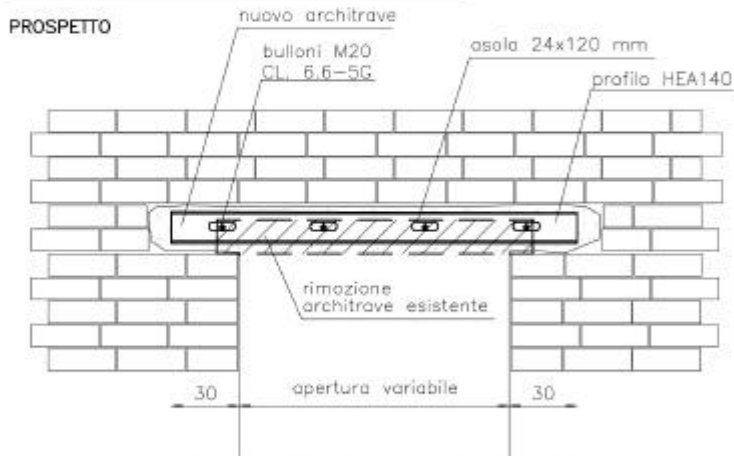
**PARTICOLARE CHIUSURA APERTURE**



**PARTICOLARE RIPARAZIONE "CUCI-SCUCI"**

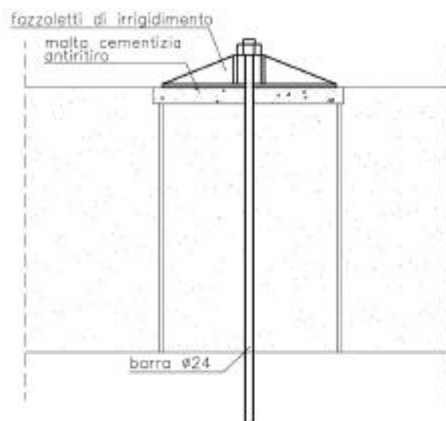


**PARTICOLARE RICOSTRUZIONE ARCHITRAVI**

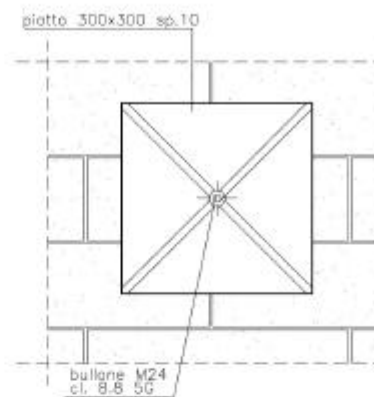


PARETI PERIMETRALI ESTERNE (catena singola )

PIANTA

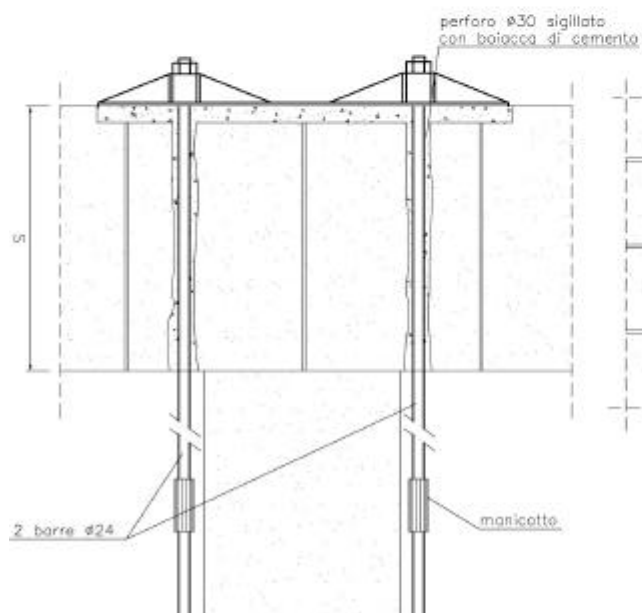


PROSPETTO

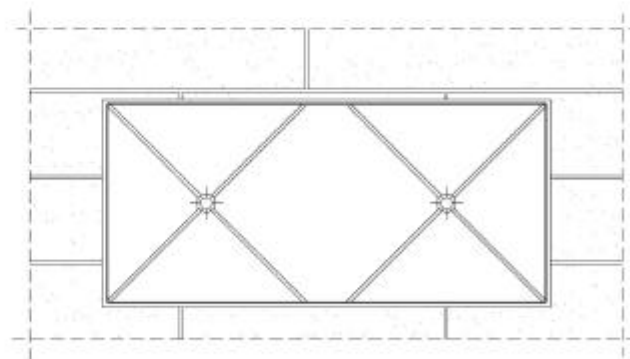


PARETI PERIMETRALI ESTERNE (catena doppia )

PIANTA



PROSPETTO

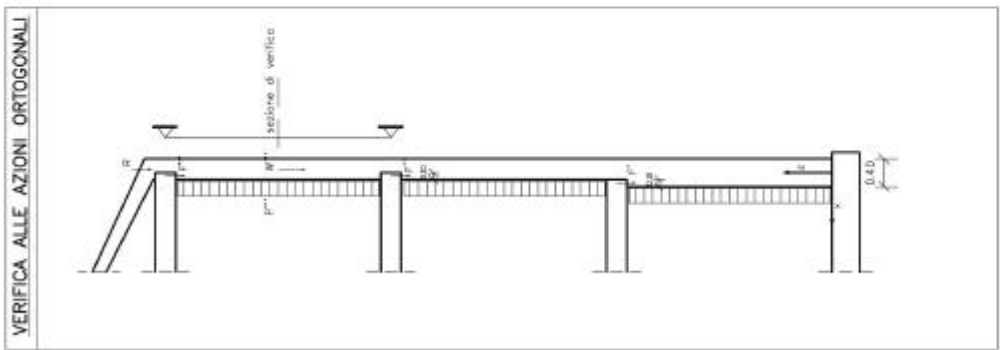
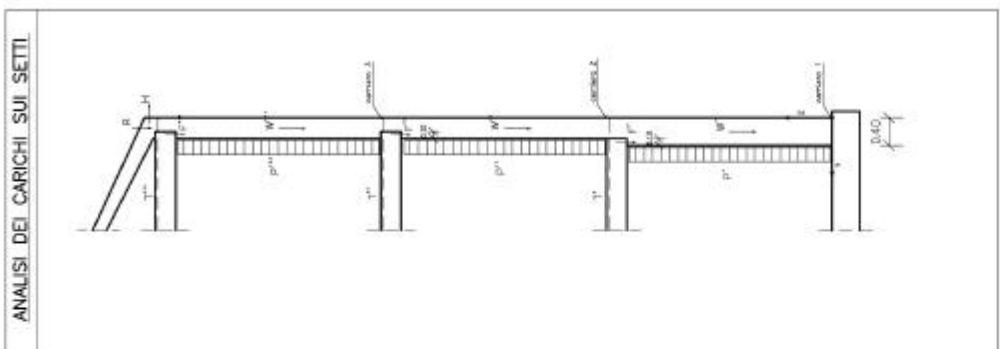
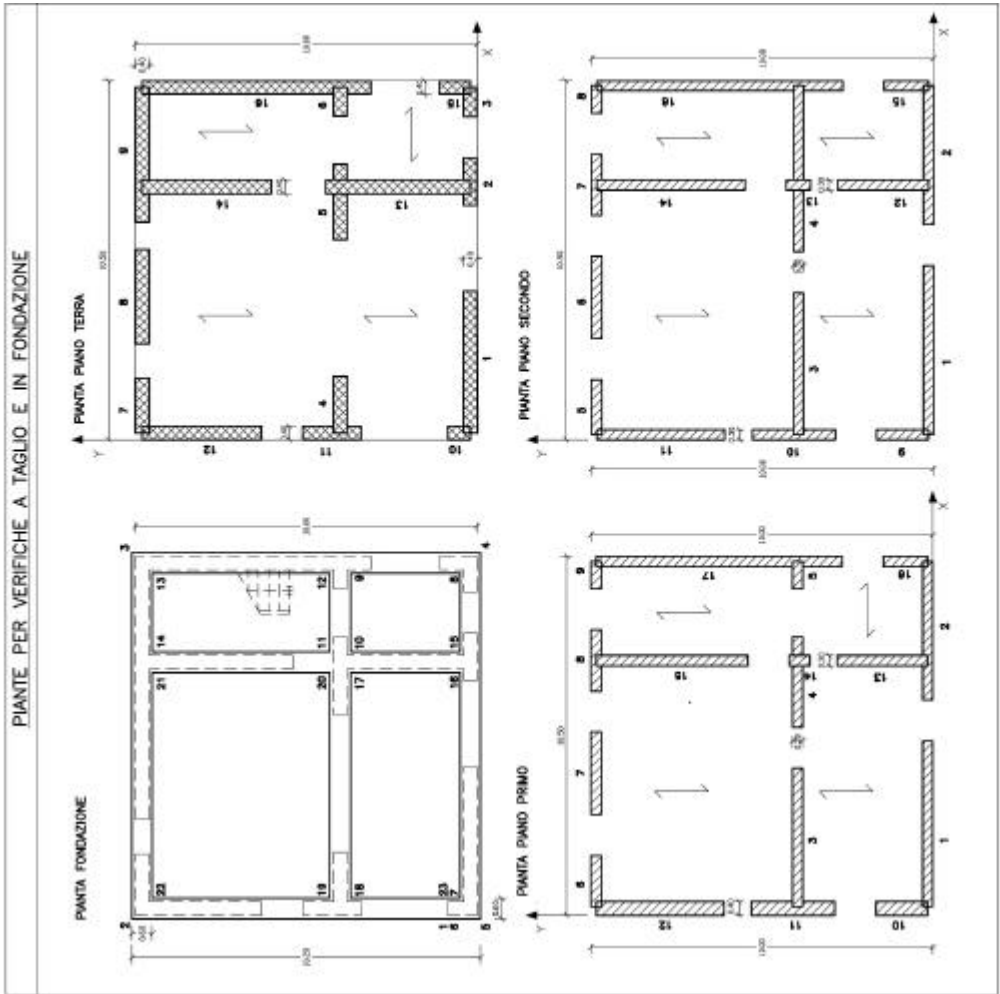


TAV. 13

PARTT. CATENE

PROGETTO

scala 1:10



$P'$  = forze inerziali muri  
 $R'$  = carico verticale tetto  
 $H'$  = carico orizzontale tetto  
 $F'$  = carichi verticali ai piani  
 $W'$  = pesi propri muri  
 $T'$  = azioni dei tiranti

## 9. BIBLIOGRAFIA

- [M1] Decreto Min. LL.PP. 16 Gennaio 1996 - “Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche”
- [M2] Circolare Min. LL.PP. 10 Aprile 1997 n. 65/AA.GG. - “Istruzioni per l’applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996”
- [M3] Decreto Min. LL.PP. 20 Novembre 1987 - “Norme Tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento”
- [M4] Circolare Min. LL.PP. 4 Gennaio 1989 n. 30787/AA.GG. - “Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento”
- [M5] Decreto Min. LL.PP. 2 Luglio 1981 - “Normativa per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia”
- [M6] Circolare Min. LL.PP. 30 Luglio 1981 n. 21745/AA.GG. - “Istruzioni relative alla normativa tecnica per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia”
- [M7] Decreto Min. LL.PP. 16 Gennaio 1996 - “Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”
- [M8] Delibera della Giunta Regione Umbria 14 Settembre 1998 n. 5180 - Modalità e procedure per la concessione dei contributi previsti dall’art. 4 della L.61/98
- [M9] Regione dell’Umbria - “Direttive tecniche ed esemplificazioni delle metodologie di interventi ai sensi dell’art. 38 della Legge Regionale 01.07.1981 n. 34 : Provvidenze a favore della Valnerina e degli altri Comuni danneggiati dagli eventi sismici del 19 settembre 1979 e successivi”
- [M10] A.N.I.D.I.S. e Servizio Sismico Nazionale - “Commentario al D.M. 16.01.96 e alla Circ. n. 65/AA.GG. del 10.04.1997 del Ministero LL.PP.”
- [M11] Provincia di Perugia - “Atti del Convegno del 29.01.1988 sulle Norme Tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento”
- [M12] Antonino Giuffrè et alt. - “Sicurezza e conservazione dei centri storici - il caso Ortigia “ Ed. Laterza
- [M13] Giorgio Croci - “Progettazione strutturale e consolidamento delle costruzioni” - Dispense del corso di Principi di Progettazione Strutturale dell’Università La Sapienza di Roma.
- [M14] Theodosios P. Tassios, 1995, Meccanica delle murature, Laterza
- [M15] G. Di Pasquale, A. Goretti, 1997, “Normativa speciale per la ricostruzione, aspetti tecnici”, Atti del convegno “Edifici in muratura in zona sismica: interventi di rafforzamento e ricostruzione”, Perugia 27.11.98 Ancona 28.11.98

- [M16] Ordinanza 8 giugno 1984, n. 240/FPC/ZA
- [M17] Bernardini, R. Gori e C. Modena, 1990, Application of Coupled Analytical Models and Experiential Knowledge to Seismic Vulnerability Analyses of Masonry Buildings, In: *Earthquake Damage Evaluation and Vulnerability Analysis of Building Structures*, A. Koritze ed., INEEC - Omega Scientific





PARTE II

**EDIFICI IN CALCESTRUZZO ARMATO**



## **1. INTRODUZIONE**

Gli interventi di riparazione del danno con miglioramento sismico sugli edifici in calcestruzzo armato sono disciplinati dalla Deliberazione della Giunta Regionale dell'Umbria n. 5180 del 14.9.98, che riporta nell'Allegato B alcuni criteri di progettazione e di verifica. Le stesse prescrizioni sono contenute anche nella Deliberazione della Giunta Regionale delle Marche n. 2153 del 14.9.98.

Il lavoro parte da un breve riassunto delle prescrizioni contenute nel citato Allegato B [N3], rimandando ad altri lavori il commento delle normative vigenti a livello nazionale [L1]. Successivamente si effettua una rapida rassegna dei passi necessari alla stima della resistenza nei confronti delle azioni verticali e sismiche, nell'edificio originario ed in quello ripristinato, nonché delle eventuali carenze da eliminare. Infine si propone un esempio di applicazione della procedura precedentemente illustrata.

Le considerazioni che seguono sono in buona misura applicabili anche ad edifici misti con schemi strutturali riconducibili all'ossatura portante in calcestruzzo armato, ossia quelli nei quali la resistenza ai carichi orizzontali è affidata al calcestruzzo armato, come può essere nel caso di sopraelevazioni in c.a. di edifici in muratura.



## 2. SINTESI DELLE PRESCRIZIONI NORMATIVE E COMMENTI

Si riporta di seguito un estratto delle prescrizioni previste nelle direttive [N3]. I commenti degli autori sono in corsivo.

### 2.1. PRESCRIZIONI GENERALI

Le direttive tecniche [N3] di norma non si applicano agli edifici industriali e produttivi con tipologia costruttiva in elementi prefabbricati (in calcestruzzo, acciaio, ecc.). Gli interventi fanno riferimento alle prescrizioni del D.M. 16.1.96 [N1] e relative Istruzioni [N2]. Potranno essere eseguiti anche interventi alternativi della stessa natura, eventualmente con tecnologie e materiali innovativi, purché di pari e comprovata efficacia. In ogni caso si dovrà garantire che gli interventi progettati non aggravino la situazione degli edifici adiacenti né quella delle porzioni di edificio nelle quali non si eseguono interventi strutturali.

Gli interventi dovranno tenere conto dei risultati delle indagini di microzonazione sismica in termini di stabilità dei versanti e di eventuali amplificazioni locali delle azioni sismiche. Il coefficiente di intensità sismica di riferimento è assunto pari a  $C_{rif} = 0.07$  per i comuni classificati con grado  $S = 9$  e pari a  $C_{rif} = 0.04$  per i comuni non classificati. Le azioni sismiche da assumere nelle verifiche tengono conto delle indicazioni fornite dagli studi di microzonazione di cui all'art. 2, comma 3, lettera d) della L. 61/98 mediante il coefficiente moltiplicativo  $F_a$ , desunto dalle mappe di sintesi e dalle relazioni finali degli studi stessi. Qualora per il sito in esame non fosse disponibile la mappa di sintesi, il progettista farà riferimento alla normativa vigente.

*Il progettista può, in alternativa, avvalersi di uno specifico studio geologico che consenta l'applicazione della tabella 5.5 (Tabella riassuntiva dei coefficienti di amplificazione, espressi in termini di  $F_a$ , e delle prescrizioni relative a ciascuna situazione morfostratigrafica) riportata in [L9].*

Gli interventi di ripristino, con riparazione e miglioramento sismico, degli edifici danneggiati devono assicurare, al minimo, la riduzione o l'eliminazione delle carenze strutturali che ne influenzano sfavorevolmente il comportamento sismico. Le categorie d'intervento minime, normalmente necessarie per conseguire il ripristino ed il miglioramento, sono definite in seguito; inoltre vengono elencati criteri di analisi del danno e della vulnerabilità e tipologie di interventi, con il fine di costituire una guida metodologica che porti all'individuazione degli obiettivi da perseguire. Il progettista è comunque libero di effettuare scelte autonome, purché idonee al conseguimento degli stessi obiettivi di quelle proposte.

### 2.2. INTERVENTI SU EDIFICI “SOTTO-SOGLIA”<sup>1</sup>

Le opere devono rispettare il seguente ordine di priorità:

- interventi di somma urgenza;

---

<sup>1</sup> Si tratta della soglia di danno di cui all'Allegato A alla L. 30.3.98 n. 61 (danni alla struttura portante e cedimenti delle fondazioni)

- riparazione dei danni;
- interventi di ripristino della resistenza originaria delle tamponature e verifica dei collegamenti delle stesse alla struttura nei casi in cui non siano inserite nelle maglie dei telai;
- interventi di spostamento, creazione o irrobustimento di tamponature per migliorare il comportamento sismico, sia in pianta sia in elevazione.

Il quarto tipo di intervento è raccomandato negli edifici che abbiano subito i maggiori danni e che non siano stati progettati in accordo alla norma sismica; per tali edifici va in ogni caso attentamente valutata l'opportunità di approfondire le ragioni del danno e prevedere eventuali ulteriori provvedimenti.

*In particolare, agli interventi di irrobustimento sono preferibili, ove possibile, quelli di creazione o sostituzione di tamponature scarsamente resistenti, a meno di avvalersi di tecniche innovative di comprovata efficacia. In ogni caso è necessario tenere conto degli eventuali incrementi di rigidezza apportati con gli interventi.*

### **2.3. INTERVENTI SU EDIFICI “SOPRA-SOGLIA”**

Oltre agli interventi previsti per i “sotto-soglia”, dovrà essere di norma incrementata la resistenza alle azioni sismiche, seguendo i criteri di progettazione per interventi di seguito elencati.

### **2.4. ANALISI DI DANNO - VULNERABILITÀ E CRITERI DI PROGETTAZIONE**

Il progettista deve dimostrare la necessità e l'efficacia degli interventi proposti attraverso un'analisi dei danni subiti e delle caratteristiche di vulnerabilità prima e dopo l'esecuzione dell'intervento. Per quanto riguarda i danni, deve descriverne tipo ed entità distinguendo quelli dovuti al sisma e quelli preesistenti. Una possibile lista di tipologie da considerare è la seguente:

- danni degli elementi strutturali verticali e danni nei nodi, con riferimento agli schemi riportati (*vedi Appendice 9*) per il riconoscimento della gravità del danno;
- dissesti negli orizzontamenti;
- cedimenti;
- martellamenti;
- crolli anche parziali degli elementi strutturali.

Per quanto riguarda le eventuali carenze in grado di influenzare significativamente la vulnerabilità, deve identificarle e chiarire l'effetto su di esse degli interventi previsti. Una possibile lista, non esaustiva, delle carenze da considerare è la seguente:

- carenza di resistenza e duttilità negli elementi strutturali;
- eccessiva deformabilità del sistema resistente;
- significativa eccentricità fra baricentro delle masse e centro delle rigidezze in pianta, anche tenendo conto delle tamponature;
- brusche variazioni di rigidezza in elevazione, anche dovute alle tamponature (in particolare formazione di ‘piani soffici’);
- presenza di elementi tozzi o resi tali da tamponature che ne lasciano libere piccole porzioni;
- carenza di collegamenti negli elementi non strutturali. Tutti i materiali usati per gli interventi dovranno essere compatibili con quelli originali e, di norma, durevoli. Per ciò che riguarda i criteri di progettazione per interventi di riparazione, in aggiunta a quanto

disposto dalle norme e circolari vigenti si terranno presenti almeno le cautele di seguito elencate:

- *interventi volti a conferire resistenza e duttilità agli elementi strutturali:*
  - conferire un idoneo grado di confinamento alle armature delle zone critiche, in particolare in presenza di elementi tozzi;
  - evitare, in generale, riprese saldate delle barre di armatura e ricorrere ad esse solo se indispensabile, dopo aver accertato la saldabilità dell'acciaio;
  - qualora l'aumento di resistenza comporti anche un incremento considerevole di rigidità analizzarne le conseguenze;
- *interventi volti a ridurre l'eccessiva deformabilità del sistema resistente:* curare l'efficacia ed il corretto posizionamento delle tamponature;
- *interventi volti a ridurre le irregolarità in pianta ed in elevazione:*
  - favorire, compatibilmente con le rigidità dei solai, la distribuzione di rigidità simile a quella delle masse o con maggior raggio d'inerzia, utilizzando anche le tamponature;
  - ridurre la presenza di elementi tozzi;
  - favorire una distribuzione regolare delle rigidità in elevazione eliminando, se possibile, piani pilotis.

## 2.5. VERIFICHE SISMICHE

Il progettista deve valutare, anche in forma semplificata, l'efficacia degli interventi proposti attraverso la determinazione del grado di sicurezza finale raggiunto e dell'incremento conseguito con gli interventi. Si deve anche tenere conto della presenza di quegli elementi non strutturali che, per le loro caratteristiche di rigidità e resistenza, possono contribuire in maniera significativa all'assorbimento delle azioni sismiche o che comunque possono modificare sensibilmente il comportamento globale della sola ossatura portante. Di tali elementi deve essere considerato anche l'eventuale effetto locale connesso con il loro collegamento agli elementi strutturali principali. Si farà affidamento ai soli elementi di cui non è prevedibile la futura demolizione o pareti rese strutturali. Per gli interventi su edifici "sotto soglia", pur essendo consigliabile, non è obbligatorio quanto richiesto di seguito.

Il progettista deve dimostrare:

- che l'edificio e le sue parti siano in grado di sopportare almeno un'azione sismica orizzontale pari a quella prevista al punto C.6.1.1 del D.M. 16.1.96, assumendo:  $C = 0.65$   
 $C_{rif}$ ,  $\varepsilon = Fa$ ;
- l'entità del miglioramento conseguito rispetto alla situazione originale dell'edificio.

Entrambe le verifiche dovranno prendere in esame almeno la verifica strutturale globale, tenendo conto dell'eventuale contributo delle tamponature efficaci, e la verifica della stabilità delle tamponature e dei tramezzi fuori dal loro piano con riferimento alle disposizioni di norma e alla efficacia del loro collegamento con le strutture in c.a.

A tal fine il progettista:

- calcolerà il valore di  $C$ , nelle condizioni originarie non danneggiate che, inserito nell'azione sismica orizzontale prevista al punto C.6.1.1 del D.M. 16.1.96 (con  $\varepsilon = Fa$ ), porta la struttura al limite di verifica; tale valore di  $C$  viene chiamato  $C_0$ ;
- calcolerà il valore di  $C$ , dopo gli interventi progettati che, inserito nell'azione sismica orizzontale prevista al punto C.6.1.1 del D.M. 16.1.96 (con  $\varepsilon = Fa$ ), porta la struttura al



limite di verifica; tale valore di C viene chiamato  $C_{fin}$ .

Dovrà risultare  $C_{fin} \geq 0.65 C_{rif}$  e  $C_{fin} > C_o$ . Si raccomanda, comunque, di avvicinarsi il più possibile a  $C_{fin} = C_{rif}$ . L'incremento  $(C_{fin} - C_o)$  dovrà essere commisurato al costo degli interventi, in modo da raggiungere un elevato rapporto benefici/costi.

### 3. STIMA DELLA RESISTENZA DELL'EDIFICIO ORIGINARIO

Il procedimento di seguito descritto deve essere applicato allo schema strutturale prima degli interventi e prima del sisma (edificio non danneggiato). Infatti interessa determinare “il valore di  $C$ , nelle condizioni originarie non danneggiate che, inserito nell'azione sismica orizzontale prevista al punto C.6.1.1 del D.M. 16.1.96 (con  $\varepsilon = Fa$ ), porta la struttura al limite di verifica; tale valore di  $C$  viene chiamato  $C_0$ ”.

#### 3.1. PROPRIETÀ MECCANICHE DEI MATERIALI

La stima della resistenza degli edifici esistenti è, per ovvie ragioni, fortemente condizionata dalla conoscenza dei quantitativi e delle caratteristiche dei materiali presenti. Fra i vari parametri di interesse, alcuni influenzano più di altri la risposta della struttura. Nel seguito, quindi, si cercherà di evidenziarli, consigliando, in caso di notevoli incertezze, un minimo di parametrizzazione, finalizzata alla valutazione della dispersione della stima.

##### 3.1.1. Calcestruzzo

###### 3.1.1.1. Resistenza a compressione

Questo parametro può essere determinato in situ con indagini di impegno commisurato all'importanza dell'opera su cui si interviene ed alla sensibilità del progettista. Il metodo al momento più consigliabile consiste in prove di compressione su campioni cilindrici di diametro medio o piccolo (microcarotaggio). Esse possono anche servire da taratura per eventuali prove sclerometriche, finalizzate alla stima delle disomogeneità di resistenza dei materiali tra diversi elementi e tra diversi lotti di fabbricazione. In generale, le prove sclerometriche effettuate senza taratura con prove di laboratorio forniscono risultati molto dispersi. In questi casi, per edifici di modesta importanza di più di vent'anni, il progettista giudicherà se fare affidamento su resistenze cautelative, dell'ordine di  $R_{ck}=20 \text{ N/mm}^2$ .

###### 3.1.1.2. Modulo elastico

Il modulo elastico da considerare nel calcolo dipende in generale dalle caratteristiche di resistenza del calcestruzzo. La formula proposta dall'attuale normativa è  $E_c=5700\sqrt{R_{ck}}$ .

In realtà, la rigidezza dell'elemento di trave o di pilastro risente della fessurazione (preesistente o causata dal sisma). Per tenere conto di questo effetto, i passaggi che seguono possono essere ripetuti assumendo un modulo di elasticità ridotto; dall'esempio riportato nel Cap. 6, in realtà si evince che l'influenza della riduzione di rigidezza del calcestruzzo non è particolarmente significativa.

##### 3.1.2. Acciaio

###### 3.1.2.1. Quantità di armatura negli elementi strutturali

Nei casi in cui non sono disponibili gli elaborati progettuali, in primo luogo si potrà ipotizzare, a meno di evidenza contraria, che l'edificio sia stato progettato per sopportare solo

carichi verticali. La stima dell'armatura nelle travi è di interesse trascurabile rispetto alla stima dell'armatura nei pilastri. Con l'ipotesi precedente (progetto per soli carichi verticali), si deve presumere che l'armatura longitudinale nei pilastri potrà essere assunta pari al minimo di norma con 4 o 6 barre di diametro 12 – 16 mm. La staffatura potrà essere accertata con un piccolo saggio localizzato, che permetterà anche di individuare passo, diametro e tipo di ferro. Comunque, di solito, si hanno barre del diametro di 6 – 8 mm a passo 20 – 30 cm.

#### 3.1.2.2. Tensione di snervamento

Con saggi localizzati si potrà stabilire almeno il tipo (barre lisce o ad aderenza migliorata). Per le prime si può assumere una tensione di snervamento di 215 N/mm<sup>2</sup>, per le seconde 375 N/mm<sup>2</sup>. Le corrispondenti tensioni ammissibili<sup>2</sup> sono di 120 N/mm<sup>2</sup>, e 160 N/mm<sup>2</sup>. In ogni caso, per opere di una certa importanza, è consigliabile effettuare alcune prove sperimentali su campioni prelevati in zone scarsamente sollecitate.

#### 3.1.3. Murature e tamponature

##### 3.1.3.1. Resistenza a compressione e taglio

La Circolare [N2] rimanda, per le proprietà meccaniche della tamponatura, al D.M. 20.11.87 [N5] oppure ai risultati di apposite indagini sperimentali. Nel caso di muratura nuova, quindi, in mancanza di determinazioni sperimentali, si possono assumere i valori di normativa [N5], richiamati nella citata Circolare con la stessa simbologia.

Per le murature preesistenti non consolidate e consolidate (escluse quelle nuove), sempre in mancanza di determinazioni sperimentali, ci si può riferire alla Circolare n. 21745 [N6], stabilendo le relazioni con  $f_k = \sigma_k$  e con  $f_{vk0} = \tau_k$  (Tab. 1, Cap. 2, Parte I).

Per le tamponature a cassa vuota in laterizi forati con fori disposti orizzontalmente e buoni ricorsi verticali di malta, con percentuale di foratura maggiore del 45%, di caratteristiche non contemplate in riferimenti legislativi, in mancanza di determinazioni sperimentali, si suggeriscono valori cautelativi di  $\tau_k = 0.05$  N/mm<sup>2</sup> e  $\sigma_k = 1.2$  N/mm<sup>2</sup> (vedi anche Appendice 8).

Per poter stimare la resistenza di questo tipo di tamponature qualora si dovesse intervenire con intonaco armato, fibre di carbonio, fasci di barre diagonali, ecc. sembra al momento necessario effettuare specifiche prove sperimentali, oppure riferirsi agli esiti di indagini effettuate in situazioni analoghe, purché ben documentate. In caso contrario, tali interventi non sono consigliabili, in quanto i benefici sono difficilmente quantificabili.

##### 3.1.3.2. Modulo elastico

Per le murature nuove, in mancanza di determinazioni sperimentali, si può stimare il modulo elastico con la formula  $E_m = 1000 f_k$ , avendo denominato  $f_k$  la resistenza a compressione della muratura (in N/mm<sup>2</sup>) [N5].

Per le murature preesistenti non consolidate e consolidate (escluse quelle nuove), sempre in mancanza di determinazioni sperimentali, ci si può riferire alla Circolare n. 21745 [N6], in base alla quale  $E_m = 6600 \tau_k$  (in t/mq).

Per le tamponature a cassa vuota in laterizi forati con fori disposti orizzontalmente e buoni ricorsi verticali di malta, con percentuale di foratura maggiore del 45%, di caratteristiche non contemplate in riferimenti legislativi, in mancanza di determinazioni sperimentali, si suggerisce il valore  $E_m = 330$  N/mm<sup>2</sup>.

---

<sup>2</sup> Vedi anche D.M. LL.PP. 15.5.85 “Accertamenti e norme tecniche per le certificazioni di idoneità statica delle costruzioni abusive (art. 35, comma 4 della L. 28.2.85 n. 47)”

## 3.2. INDIVIDUAZIONE DELLO SCHEMA STRUTTURALE

### 3.2.1. Ossatura portante

Si dovranno individuare le dimensioni degli elementi strutturali in c.a. (travi, pilastri, travi a ginocchio, setti), e calcolare massa, area e momento di inerzia delle sezioni. Occorrerà verificare se sono presenti telai in entrambe le direzioni principali dell'edificio: in particolare, una situazione abbastanza frequente è quella degli edifici realizzati affiancando telai in calcestruzzo armato collegati a livello degli orizzontamenti esclusivamente dai solai latero-cementizi, con la totale mancanza delle travi di collegamento tessute parallelamente all'asse dei travetti.

### 3.2.2. Orizzontamenti

Il ruolo degli orizzontamenti in caso di sisma consiste essenzialmente nella ripartizione delle forze di inerzia tra i diversi elementi resistenti. I solai latero-cementizi correntemente realizzati negli edifici in c.a. sono in grado, di solito, di assolvere a questo compito. In questi casi la modellazione a "piano rigido" è aderente alla realtà. Il progettista verificherà di non essere in presenza di collegamenti trasversali inefficaci fra i travetti, per assenza di caldana o, per luci significative, per mancanza di rompi-tratta o, infine, per la presenza di grandi vuoti e irregolarità in pianta. Quando si presentano questi casi, è opportuno verificare in situ la consistenza e l'armatura della caldana ed eventualmente rimuovere la modellazione a "piano rigido".

### 3.2.3. Tamponature

Inizialmente è necessario distinguere le tamponature ed i divisori da considerare resistenti ai fini della azioni sismiche da quelli da portare in conto solo come massa. Per l'individuazione dei pannelli resistenti, si possono seguire due strade:

1. Applicazione integrale della Circolare [N2], che viene per comodità sintetizzata di seguito.

Perché un pannello di tamponatura si possa considerare resistente devono essere rispettate le condizioni seguenti:

- Collegamento alla ossatura portante: deve essere accertato il contatto e l'aderenza tale da garantire la trasmissione di sforzi normali e taglienti;
- Inamovibilità: il pannello deve essere ubicato in una posizione tale da non far prevedere la sua futura eliminazione in un eventuale intervento di ristrutturazione;
- Rapporti geometrici: il rapporto tra altezza e base del campo di tamponatura deve essere compreso tra 0.5 e 2; il rapporto tra altezza e spessore del pannello deve essere minore di 20;
- Aperture: non devono essere presenti aperture, ovvero esse devono essere intelaiate.

Una volta individuati i pannelli di tamponatura da considerare resistenti, essi devono essere modellati con bielle equivalenti; la biella equivalente del pannello senza aperture ha sezione di larghezza pari allo spessore del pannello ed altezza  $w = 0.1 d$ , dove con  $d$  si è indicata la lunghezza della diagonale del campo di pannello.

2. Estensione della Circolare [N2] ai casi di tamponature snelle e/o con aperture non

intelaiate.

La limitazione indicata dalla Circolare [N2] sulla snellezza può risultare critica per le strutture esistenti, in cui le tamponature sono tipicamente realizzate con due paramenti: uno di spessore 12 cm, l'altro di spessore 8 cm. Se il pannello è alto 3 m, il rapporto tra altezza e spessore del paramento da 12 risulta pari a 25, quello del paramento da 8 risulta pari a 37.5. Si dovrebbe concludere che nessuno dei due paramenti può essere ritenuto efficace. Tuttavia, in considerazione del fatto che si interviene su edifici preesistenti e che il valore di snellezza di 25 non si discosta troppo dal limite di normativa, sembra opportuno trascurare senz'altro il paramento da 8 cm, ma considerare invece resistente il paramento da 12 cm.

Anche le limitazioni sulla presenza di aperture e sulle condizioni del contorno dell'apertura stessa sono critiche per gli edifici preesistenti, dal momento che le tamponature esterne sono in gran parte dotate di aperture, in generale non rinforzate. Come descritto più in dettaglio in Appendice 8, è possibile considerare il contributo di questa tipologia di tamponature, purché la loro rigidità e resistenza venga opportunamente ridotta.

Una volta individuati i pannelli di tamponatura da considerare resistenti, essi devono essere modellati con bielle equivalenti; la biella equivalente del pannello senza aperture ha sezione di larghezza pari allo spessore del pannello ed altezza  $w = 0.1 d$ , dove con  $d$  si è indicata la lunghezza della diagonale del campo di pannello; la biella equivalente del pannello con aperture ha sezione di larghezza pari allo spessore del pannello ed altezza  $w = 0.1 r_{ac} d$ , dove con  $d$  si è indicata la lunghezza della diagonale del campo di pannello e con  $r_{ac} (\leq 1)$  un coefficiente di riduzione definito in Appendice 8.

E' bene sottolineare che anche le tamponature non considerate resistenti possono costituire pericolo per la pubblica incolumità quando ribaltano fuori dal loro piano sotto l'azione del sisma. Per quelle che presentano evidenti carenze di collegamento o sono da riparare, quindi, è opportuno verificare il grado di connessione alla struttura. Può essere questo il caso, ad esempio, dei rivestimenti a cortina disposti esternamente alla struttura portante e non collegati ad essa, magari per più piani.

### 3.3. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI DOVUTE AI CARICHI PERMANENTI

A seconda del metodo di verifica adottato (stati limite o tensioni ammissibili), si calcoleranno in maniera congruente le sollecitazioni dovute ai carichi permanenti. Utilizzando il metodo delle tensioni ammissibili, si calcolano le sollecitazioni corrispondenti ai massimi carichi verticali agenti ad ogni piano.

Utilizzando il metodo degli stati limite, le sollecitazioni dovute ai carichi permanenti  $\alpha'_p$  vengono calcolate con riferimento alla combinazione  $\alpha'_p = \gamma_g G_k + \gamma_p P_k + \gamma_q [(Q_{1k} + \sum(\psi_{0i} Q_{ik})]$ , dove:

- $G_k$  = valore caratteristico delle azioni permanenti
- $P_k$  = valore caratteristico della forza di precompressione
- $Q_{1k}$  = valore caratteristico del sovraccarico variabile di base
- $Q_{ik}$  = valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti
- $\gamma_g$  = 1.4 (oppure 1 se il contributo è a favore della sicurezza)
- $\gamma_p$  = 1.2 (oppure 0.9 se il contributo è a favore della sicurezza)
- $\gamma_q$  = 1.5 (oppure 0 se il contributo è a favore della sicurezza)
- $\psi_{0i}$  = per carichi variabili di esercizio e neve, 0.0 per il vento

Allo scopo di ridurre il numero di combinazioni da considerare nelle verifiche, si può ritenere ragionevole considerare le combinazioni a cui corrispondono il massimo ed il minimo sforzo normale nei pilastri. Si deve assumere come valore caratteristico del sovraccarico variabile di base  $Q_{1k}$  quello attribuibile alla tipologia di carico più ricorrente nell'edificio.

Qualora si effettui una modellazione agli elementi finiti dell'intero edificio, ai fini del calcolo delle sollecitazioni dovute ai carichi verticali non è corretto considerare presenti le bielle di tamponatura. Infatti, come si vedrà in seguito, vanno modellate le sole bielle di tamponatura compresse e quindi in questo caso i carichi verticali agirebbero su di uno schema artificialmente asimmetrico. L'effetto dei carichi verticali dovrà, in generale, essere effettuato o sul telaio nudo o direttamente sulla base delle aree di influenza. Sarà infatti sufficiente calcolare solo lo sforzo normale nei pilastri, trascurando (perché non essenziale per l'equilibrio) il momento flettente trasmesso ai pilastri di estremità dalla reazione della trave concorrente.

### 3.4. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI DOVUTE AL SISMA

La normativa [N3] si differenzia da quelle precedentemente emanate in quanto non richiede solo la verifica della struttura progettata a fronte di azioni assegnate, ma anche il calcolo dei coefficienti di intensità sismica che portano la struttura ai limiti di verifica prima e dopo gli interventi. A tal fine, è necessario applicare al modello della struttura (di cui si tratterà nel seguito) un sistema di forze statiche equivalenti (analisi statica) o uno spettro di risposta (analisi dinamica) sulla base del D.M. 16.01.96. In entrambi i casi devono essere valutati i "pesi sismici" di piano  $W_i = G_i + sQ_i$ , con il consueto significato dei simboli. Il coefficiente  $s$  di riduzione dei sovraccarichi deve essere utilizzato esclusivamente per la valutazione delle azioni sismiche convenzionali; per il calcolo delle sollecitazioni dovute ai carichi permanenti si devono applicare le combinazioni del punto 3.3.

#### 3.4.1. Analisi statica equivalente

Si applicheranno due sistemi di forze orizzontali agenti non contemporaneamente secondo due direzioni ortogonali, applicate in corrispondenza dei baricentri dei "pesi sismici" alle quote dei solai. La forza  $F_{i0}$  alla generica quota associata a  $C_0$  è data dalla relazione seguente:

$$F_{i0} = C_0 R \varepsilon \beta I (\sum W_j / \sum h_j W_j) h_i W_i$$

dove  $\varepsilon = Fa$ , mentre  $R$ ,  $I$ ,  $h_i$  mantengono lo stesso significato che in [N1]. Una considerazione a parte merita il coefficiente  $\beta$ , che serve a calibrare la duttilità richiesta alla struttura. Sembra opportuno che ad esso sia assegnato un valore basso ( $\beta=1$ ) solo se il progettista è in grado di controllare che i dettagli costruttivi degli elementi in c.a., soprattutto nei nodi, garantiscano una sufficiente duttilità. In caso contrario, dovendo fare affidamento prevalentemente sulle tamponature, notoriamente meno duttili, è opportuno assegnare al coefficiente di struttura un valore più alto ( $\beta=1.2$ ).

#### 3.4.2. Analisi dinamica

Lo spettro di risposta associato a  $C_0$  da imporre alla struttura, in termini di accelerazione orizzontale agente non contemporaneamente secondo due direzioni ortogonali, ha l'espressione:

$$(a/g)_0 = C_0 R \varepsilon \beta I$$

dove per il significato dei simboli vale quanto detto nel caso di analisi statica equivalente.

### 3.4.3. Modello di calcolo

#### 3.4.3.1. Analisi statica equivalente

Qualora si effettui una modellazione agli elementi finiti dell'intero edificio, ai fini del calcolo delle sollecitazioni dovute ai carichi sismici è necessario schematizzare le tamponature con una biella equivalente per ogni campo, avendo cura di ripetere l'analisi fino a disporre le bielle in modo che siano tutte compresse (Fig. 3 Circolare). Le sollecitazioni di taglio e flessione così ottenute nei pilastri devono essere incrementate, come richiesto dalla Circolare [N2].

Un modello semplificato, ma abbastanza aderente al comportamento di telai con travi e solai rigidi e pilastri più deformabili è quello corrispondente a considerare gli elementi di trave infinitamente rigidi a flessione e sforzo normale, mentre i pilastri sono schematizzati come bielle. In tal modo si comprende meglio la prescrizione di normativa, tesa ad assicurare che i pilastri siano in grado di resistere almeno al taglio che debbono trasferire al pannello ed al momento flettente che si genera pensando applicato detto taglio circa al bordo del puntone compresso. In questo caso si giustifica particolarmente la scelta del coefficiente di struttura  $\beta = 1.2$ , in quanto la modellazione porta ad affidare prevalentemente le azioni orizzontali alle tamponature.

#### 3.4.3.2. Analisi dinamica

Vale quanto detto a proposito dell'analisi statica, tranne per la disposizione di una biella per campo. In questo caso, infatti, bisogna disporre due bielle per ogni campo, ognuna di rigidità metà di quella del puntone equivalente. Ovviamente, per la verifica del puntone di tamponatura si dovranno sommare le sollecitazioni delle due bielle di ogni campo. Questo tipo di analisi è meno efficace di quella statica equivalente per cogliere il comportamento a puntoni compressi delle tamponature, inoltre introduce delle approssimazioni localizzate nel calcolo delle sollecitazioni nei pilastri. E' noto, del resto, che l'analisi dinamica è richiesta per edifici con periodo proprio molto alto o con notevoli irregolarità. Nella maggior parte dei casi, quindi, sarà sufficiente effettuare una analisi statica equivalente.

## 3.5. COMBINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI

Le sollecitazioni complessive devono essere valutate con la formula di combinazione (D.M. 16.01.96 punto B.8.2):  $\alpha'_p \pm \gamma_E \alpha$ , in cui:  $\alpha$  sono le sollecitazioni dovute al sisma convenzionale,  $\gamma_E = 1$  (tensioni ammissibili) o 1.5 (stati limite),  $\alpha'_p$  sono le sollecitazioni dovute ai carichi permanenti.

## 3.6. CALCOLO DI $C_0$

A causa della non linearità di alcuni tipi di verifica (si pensi alla verifica a pressoflessione nei pilastri) occorre procedere per iterazioni: si sceglie un valore di  $C_0$  di primo tentativo, si effettuano le verifiche e quindi si scala detto valore di tentativo con il rapporto tra la tensione ammissibile (o la sollecitazione ultima) e la tensione (o la sollecitazione) di verifica. Un metodo approssimato per effettuare il calcolo di  $C_0$  in una sola volta è riportato in Appendice 7.

Con le varie combinazioni di sollecitazioni è possibile individuare gli elementi di telaio (tipicamente i pilastri) e gli elementi di tamponatura più sollecitati. Di seguito si riassumono le

verifiche necessarie nei diversi casi.

### 3.6.1. Pilastri senza tamponature

Per questi elementi è necessario effettuare solo le consuete verifiche a presso-flessione e a taglio.

### 3.6.2. Pilastri con tamponature

Si deve preventivamente calcolare la componente orizzontale  $H_0$  dello sforzo normale nelle bielle adiacenti al pilastro. Infatti è necessario aggiungere al taglio ed al momento flettente calcolato con il modello rispettivamente  $H_0$  e  $\pm H_0 h/10$  corrispondenti alla biella la cui estremità converge nel nodo in cui si effettua la verifica. Lo sforzo normale nel pilastro si legge direttamente dal modello. Per i pannelli si devono effettuare le seguenti verifiche.

- *Verifica allo scorrimento orizzontale:*

$$H_0 \leq \frac{t_u}{f} lt$$

essendo:

$$t_u = f_{vk0} \sqrt{1 + \frac{(0.8 \frac{h}{l} - 0.2) H_0}{1.5 f_{vk0} lt}}$$

- *Verifica a trazione lungo la diagonale:*

$$H_0 \leq \frac{f_{vk0}}{0.6f} lt$$

- *Verifica allo schiacciamento degli spigoli:*

$$H_0 \leq 0.8 \frac{f_k}{f} \cos^2 \theta \sqrt[4]{\frac{E_c}{E_m} I h t^3}$$

Nelle formule scritte, oltre alle dimensioni  $h$  (altezza),  $l$  (larghezza)  $t$  (spessore) del pannello murario sono state utilizzate le seguenti grandezze:

- $H_0$  = forza sismica agente sull'elemento di muratura (componente orizzontale della forza agente nel puntone equivalente);
- $f_{vk0}$  = resistenza caratteristica a taglio della muratura in assenza di carichi verticali;
- $f_k$  = resistenza caratteristica a compressione della muratura;
- $\theta$  = angolo della diagonale del pannello rispetto all'orizzontale;
- $\phi$  = fattore di riduzione delle tensioni: per verifiche alle tensioni ammissibili equivale a 2; per verifiche agli stati limite equivale a 1;
- $E_c$  = modulo di elasticità del calcestruzzo;
- $E_m$  = modulo di elasticità della muratura;
- $I$  = momento di inerzia della sezione trasversale del pilastro calcolato rispetto al suo asse ortogonale al piano della tamponatura (in caso di pilastri di diversa sezione si assume il valore medio dei due momenti di inerzia).

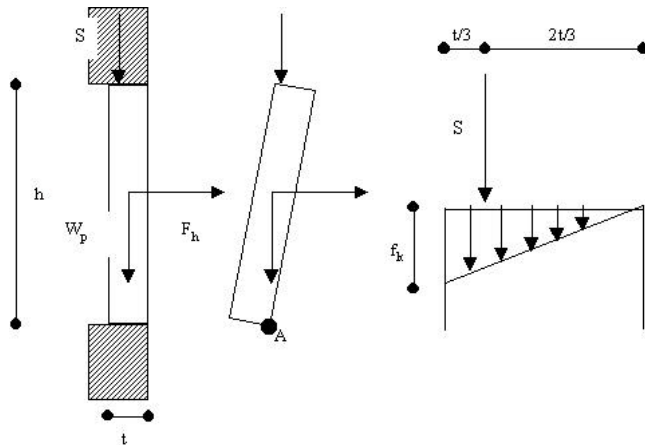
### 3.6.3. Verifica delle tamponature per azioni ortogonali

I meccanismi di collasso ora citati sono di tipo globale. Per pannelli di tamponatura molto alti e poco spessi in campi di notevoli dimensioni o scarsamente collegati al telaio, è possibile che si inneschi, invece, il meccanismo di ribaltamento fuori dal piano prima del collasso per forze nel piano. Si dovrà controllare che ciò non avvenga procedendo come segue.



### 3.6.3.1. Ribaltamento

Si calcolerà il valore di  $C_0$  associato al cinematismo riportato in Figura 3-1. Le zone tratteggiate rappresentano la sezione degli elementi di telaio che riquadrano la tamponatura. Si assume che, oltre all'azione stabilizzante dovuta al peso della parete, agisca la forza  $S$ , risultante delle tensioni di compressione che si generano all'attacco del pannello con la trave, quando il primo tenta di ruotare intorno al punto  $A$ . Dal cinematismo prefigurato e nell'ipotesi che



**Figura 3.1: Meccanismo di ribaltamento**

pannello e trave siano semplicemente a contatto, si ricava che l'andamento di queste tensioni di contatto può essere assunto lineare, con punto di nullo allo spigolo esterno. La condizione di collasso corrisponde al raggiungimento della tensione limite di compressione nella muratura  $f'$ . I valori scelti per  $f'$  devono essere abbastanza bassi in relazione alla resistenza della muratura. Infatti valori troppo elevati di  $f'$  condurrebbero ad una

risultante  $S$  irrealistica, in relazione alla capacità portante della trave superiore. Con queste premesse, la risultante  $S$ , il peso della parete  $W_p$  e la forza sismica  $F_h$  valgono rispettivamente:

$$S = f' t / 2$$

$$W_p = \gamma_p t h$$

$$F_h = C_0 R \varepsilon \beta I \gamma_i W_p$$

dove, oltre ai simboli già definiti,  $\gamma_p$  è il peso per unità di volume della parete e  $\gamma_i = h_i(\Sigma W_j / \Sigma h_j W_j)$  è il coefficiente di normativa relativo al piano su cui è collocata la tamponatura da verificare. Dall'equilibrio dei momenti ribaltanti e stabilizzanti rispetto al punto  $A$ :

$$F_h h/2 = W_p t/2 + S 2t/3$$

si ricava il cercato valore di  $C_0$ :

$$C_0 = 1/(R \varepsilon \beta I \gamma_i) [t/h + 2 f' t / (3 \gamma_p h^2)]$$

A titolo di esempio, in Tabella 3.1 è riportata la larghezza minima  $t$  (in m) necessaria ad avere  $C_0 = 0.65 * 0.07$ , per diversi valori di  $h$  (in m),  $f'$  (in  $\text{kN/m}^2$ ) e  $\gamma_p$

		$\gamma_p = 10$ $f' = 0$	$\gamma_p = 15$ $f' = 0$	$\gamma_p = 20$ $f' = 0$
h	3	0.82		
	4	1.10		
	5	1.37		

		$\gamma_p = 10$ $f' = 400$	$\gamma_p = 15$ $f' = 400$	$\gamma_p = 20$ $f' = 400$
h	3	0.08	0.12	0.15
	4	0.14	0.20	0.25
	5	0.22	0.30	0.37

		$\gamma_p = 10$ $f' = 1200$	$\gamma_p = 15$ $f' = 1200$	$\gamma_p = 20$ $f' = 1200$
h	3	0.03	0.04	0.06
	4	0.05	0.08	0.09
	5	0.08	0.12	0.15

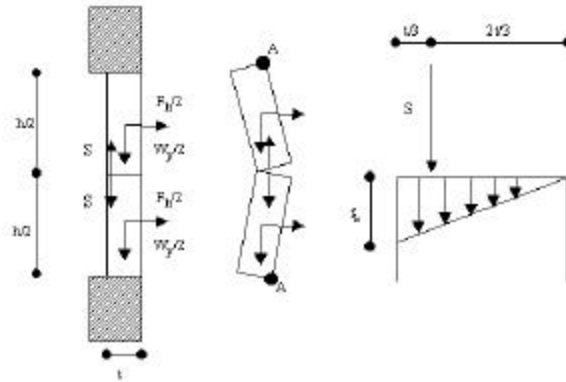
**Tabella 3-1: Valori minimi di t per il meccanismo di rotazione al piede**

(in  $\text{kN/m}^3$ ), avendo assunto  $R=1$ ,  $\varepsilon = Fa=2$ ,  $\beta=2$ ,  $I=1$ ,  $\gamma_i=1.5$ . Il valore scelto per  $\beta$  tiene conto del fatto che il meccanismo analizzato non presenta riserve di duttilità mentre nella struttura possono essere presenti sovraresistenze che consentono alle accelerazioni ai piani di raggiungere livelli maggiori di quelli che si avrebbero nel caso di perfetta plasticizzazione degli elementi strutturali. Il caso di pannelli di tamponatura non a contatto superiormente con il telaio (p. es. per la presenza di ampie finestre) può essere studiato ponendo  $f' = 0$ . Si nota come questo caso sia particolarmente critico, anche per altezze del pannello abbastanza ridotte. Comunque, con valori di  $f'$  anche abbastanza bassi, la verifica non pone problemi per altezze ordinarie.

### 3.6.3.2. Rotazione in mezzeria

Si vuole calcolare il valore di  $C_0$  associato al cinematiso riportato in Figura 3-2. Le zone tratteggiate rappresentano la sezione degli elementi di telaio che riquadrano la tamponatura. Si assume che,

oltre all'azione dovuta al peso della parete, agisca la forza  $S$ , risultante delle tensioni di compressione che si generano in corrispondenza del piano di separazione tra le due porzioni del pannello, quando entrambi tentano di ruotare intorno ai punti A. Si assume con buona approssimazione che l'andamento di queste tensioni di contatto è lineare, con punto di nullo allo spigolo esterno. La condizione di collasso corrisponde al raggiungimento della tensione limite nella muratura  $f'$ . Con queste premesse, la risultante  $S$ , il peso della parete  $W_p$  e la forza sismica  $F_h$  valgono rispettivamente:



**Figura 3.2: Meccanismo di rotazione in mezzeria**

oltre all'azione dovuta al peso della parete, agisca la forza  $S$ , risultante delle tensioni di compressione che si generano in corrispondenza del piano di separazione tra le due porzioni del pannello, quando entrambi tentano di ruotare intorno ai punti A. Si assume con buona approssimazione che l'andamento di queste tensioni di contatto è lineare, con punto di nullo allo spigolo esterno. La condizione di collasso corrisponde al raggiungimento della tensione limite nella muratura  $f'$ . Con queste premesse, la risultante  $S$ , il peso della parete  $W_p$  e la forza sismica  $F_h$  valgono rispettivamente:

$$S = f' t / 2$$

$$W_p = \gamma_p t h$$

$$F_h = C_0 R \varepsilon \beta I \gamma_i \gamma_p W_p$$

Dove, oltre ai simboli già definiti,  $\gamma_p$  è il peso per unità di volume della parete e  $\gamma_i = h_i(\Sigma W_j / \Sigma h_j W_j)$  è il coefficiente di normativa relativo al piano su cui è collocata la tamponatura da verificare. Dall'equilibrio dei momenti ribaltanti e stabilizzanti agenti sul blocco superiore rispetto al punto A:

$$F_h h/8 + W_p t/4 = S 2t/3$$

si ricava il cercato valore di  $C_0$ :

$$C_0 = 1/(R \varepsilon \beta I \gamma_i) [-2t/h + 8 f' t / (3 \gamma_p h^2)]$$

A titolo di esempio, in Tabella 3.2 è riportata la larghezza minima  $t$  (in m) necessaria ad avere  $C_0 = 0.65 * 0.07$ , per

		$\gamma_p = 10$ $f' = 400$	$\gamma_p = 15$ $f' = 400$	$\gamma_p = 20$ $f' = 400$
h	3	0.02	0.04	0.05
	4	0.04	0.07	0.10
	5	0.07	0.11	0.16

**Tabella 3-2: Valori minimi di t per il meccanismo di rotazione in mezzeria**

diversi valori di  $h$  (in m) e  $\gamma_p$  (in  $\text{kN/m}^3$ ), avendo assunto  $R=1$ ,  $\varepsilon=Fa=2$ ,  $\beta=2$ ,  $I=1$ ,  $\gamma_i=1.5$ . Si nota come, con valori di  $f'$  anche abbastanza bassi, la verifica non pone problemi per altezze anche significative.

## 4. ANALISI DELLE CARENZE DA ELIMINARE

Si riporta di seguito un elenco dei requisiti sotto il profilo del comportamento globale e locale della struttura, che devono essere esaminati prima di procedere alla progettazione degli interventi. Se il singolo requisito non è soddisfatto è necessario individuare la carenza ed attuare i necessari accorgimenti. Per questo capitolo si è preso spunto dalla procedura proposta in [L2].

### 4.1. REQUISITI DEL COMPORTAMENTO GLOBALE

#### 4.1.1. *Sistema di assorbimento delle forze orizzontali*

Deve esistere un sistema completo di assorbimento delle forze orizzontali, senza discontinuità significative in pianta ed in alzato. Uno degli attributi fondamentali richiesti per una adeguata risposta al terremoto è che le parti costituenti l'edificio siano vincolate tra di loro in modo da agire come una singola unità.

#### 4.1.2. *Sistema a cui è affidata la portanza dei carichi verticali*

L'ossatura portante in c.a. deve formare un sistema completo ai fini della portanza dei carichi verticali. Qualora qualche elemento di tamponatura sia chiamato a sopportare carichi verticali significativi, gli elementi sostenuti potrebbero subire crolli fragili localizzati. Queste situazioni vanno, quindi, rimosse. Nei casi in cui gli elementi di muratura soggetti a carichi verticali sono numerosi, l'edificio può essere considerato in muratura portante e quindi come tale deve essere verificato.

#### 4.1.3. *Distribuzione degli elementi resistenti a forze orizzontali ai fini di effetti torsionali*

Gli elementi resistenti a forze orizzontali devono essere distribuiti in modo da non provocare torsioni significative. Irregolarità in pianta ed in elevazione possono causare deformazioni eccessive ed al limite il collasso. Se viene effettuata una modellazione globale della struttura e sono correttamente rappresentate tutte le rigidezze significative in gioco, questo problema può essere esplicitamente affrontato. E' opportuno, oltre alla capacità portante degli elementi, valutare gli spostamenti di interpiano e confrontarli, p. es., con quelli ammessi dalla vigente normativa e con la larghezza di eventuali giunti. In caso di verifica non soddisfatta, si può procedere allo spostamento, alla creazione di nuove tamponature o all'eliminazione dei giunti.

#### 4.1.4. *Discontinuità negli elementi verticali resistenti alle azioni orizzontali*

Non vi devono essere discontinuità significative di resistenza negli elementi verticali resistenti alle azioni orizzontali. Piani soffici o altre importanti irregolarità verticali possono causare una concentrazione di sforzi, di spostamenti relativi di piano e di danno non strutturale. In questo caso, si raccomanda che vengano aggiunti nuovi elementi resistenti atti a ridurre le discontinuità.

#### 4.1.5. *Distribuzione delle zone tamponate*

Le zone tamponate devono partire fin dalle fondazioni dell'edificio. Pareti tamponate discontinue possono condurre alla formazione di piani soffici. In questo caso vale quanto già detto in 4.1.4 a proposito delle irregolarità verticali.

### **4.2. REQUISITI DEL COMPORTAMENTO LOCALE**

#### 4.2.1. *Cornicioni, parapetti, mensole*

Tutti i cornicioni, parapetti ed altri elementi appesi, mensole, ecc. devono essere resistenti ed adeguatamente ancorati alla struttura. La forza orizzontale agente ad un certo piano sull'elemento può essere calcolata con l'espressione seguente:

$$F_h = 0.65 C_{rif} R \varepsilon \beta I \gamma_i W_p$$

dove, oltre ai simboli già definiti,  $\gamma_i = h_i(\Sigma W_j / \Sigma h_j W_j)$  è il coefficiente di normativa relativo al piano su cui è collocato l'elemento,  $W_p$  è il peso dell'elemento e  $\beta = 2$ .

#### 4.2.2. *Rivestimenti esterni*

Tutti rivestimenti esterni devono essere efficacemente ancorati alla struttura. E' questo il caso delle cortine di rivestimento esterne al telaio con funzione non strutturale. In tali casi è opportuno vincolare questi elementi mediante idonei dispositivi presenti in commercio.

#### 4.2.3. *Vincolo delle tamponature esterne per azioni fuori dal piano*

Le tamponature esterne devono essere vincolate efficacemente per azioni fuori dal piano. Per le relative verifiche si rimanda al punto 3.6.3.

#### 4.2.4. *Aderenza delle tamponature alla trave superiore*

Le tamponature devono arrivare fino all'intradosso della trave superiore del campo di telaio. I pannelli di tamponatura interrotti prima dell'intradosso della trave superiore possono produrre la condizione di "pilastro tozzo", che può portare al collasso fragile per taglio.

#### 4.2.5. *Collegamento delle tamponature al telaio*

Tutte le tamponature devono essere a contatto con il telaio, che le deve circondare da tutti i lati. Senza un opportuno riquadrimento del pannello, la tamponatura può non essere in grado di fornire l'atteso comportamento (formazione della biella compressa, ecc.) e può essere soggetta al ribaltamento.

### **4.3. REQUISITI PER MATERIALI E DANNI STRUTTURALI**

#### 4.3.1. *Degrado dei materiali costituenti il sistema resistente verticale e orizzontale*

I materiali costituenti il sistema resistente verticale e orizzontale non devono presentare segni significativi di degrado. Spesso una indagine visiva può già consentire di apprezzare le condizioni dell'edificio. Sono raccomandati saggi localizzati e prove in situ proporzionate all'importanza dell'opera, all'età, allo stato di danneggiamento, ecc.

#### *4.3.2. Stato di conservazione della malta delle tamponature*

La malta delle tamponature non deve poter essere grattata via dai ricorsi con una punta metallica e non devono essere presenti zone di estensione significativa di malta degradata. La malta che può essere scalzata a mano oppure con una punta metallica dimostra una bassa resistenza a taglio, che porta ad una altrettanto scarsa resistenza della parete. In questo caso, sono necessari interventi atti a ripristinare una adeguata resistenza dei ricorsi di malta.

#### *4.3.3. Danni alle tamponature*

Le tamponature non devono presentare fessure diagonali passanti di spessore mediamente superiore a 2 mm. Tamponature già gravemente danneggiate non possono essere considerate elementi atti a collaborare efficacemente con l'ossatura portante. In questo caso, sono necessari interventi di ripristino.

#### *4.3.4. Danni alla ossatura portante*

Le travi ed i pilastri non devono presentare nei nodi fessure trasversali o diagonali passanti di spessore maggiore di 1 mm e negli elementi fessure trasversali o diagonali passanti di spessore maggiore di 2 mm. Gli elementi dell'ossatura portante danneggiati rappresentano zone di debolezza del sistema telaio-pareti. E' necessario eliminare la causa del danneggiamento e riparare o rinforzare gli elementi danneggiati.



## **5. STIMA DELLA RESISTENZA DELL'EDIFICIO RIPRISTINATO**

Il procedimento di seguito descritto deve essere applicato allo schema strutturale dell'edificio dopo gli interventi di riparazione, ripristino e miglioramento sismico. Infatti interessa determinare “il valore di  $C$ , dopo gli interventi progettati che, inserito nell'azione sismica orizzontale prevista al punto C.6.1.1 del D.M. 16.1.98 (con  $\varepsilon = Fa$ ), porta la struttura al limite di verifica; tale valore di  $C$  viene chiamato  $C_{fin}$ ”.

Nel presente lavoro, gli interventi a cui si fa riferimento sono quelli previsti nelle direttive tecniche [N3]. In alcuni casi, ad esempio quando la resistenza alle azioni orizzontali è particolarmente bassa e non vi è la possibilità di sfruttare efficacemente le tamponature, il progettista potrà utilizzare tecniche di intervento diverse, come ad esempio l'introduzione di controventi metallici. Potrà essere utile riferirsi a tecnologie come quelle dei controventi dissipativi che consentono di non stravolgere completamente il comportamento della struttura.

### **5.1. PROPRIETÀ MECCANICHE DEI MATERIALI**

La filosofia degli interventi proposti, consistenti essenzialmente nella riparazione degli eventuali danni strutturali e non strutturali e nell'inserimento in maniera oculata di tamponature collaboranti con il telaio nel resistere alle azioni sismiche, non dovrebbero richiedere il miglioramento delle proprietà meccaniche del calcestruzzo o l'aumento dell'armatura. Questi ultimi interventi, infatti, oltre che costosi, sono di difficile realizzazione. In generale, quindi, devono essere limitate solo a quelle zone circoscritte della struttura che, a causa del danneggiamento o di carenze progettuali o costruttive, rappresentino indebolimenti locali. Pertanto non ci dovrebbero essere differenze nelle proprietà meccaniche di calcestruzzo e acciaio rispetto a quelle utilizzate per il calcolo della resistenza dell'edificio prima degli interventi.

Diverso discorso si deve fare a proposito delle tamponature, mediante le quali si può intervenire per migliorare la resistenza alle azioni sismiche dell'intero edificio. L'intervento più diffuso dovrebbe essere la riparazione delle tamponature danneggiate e la sostituzione oculata, soprattutto ai livelli più bassi, di tamponature a cassa vuota con altre più resistenti. Spesso può non essere necessario eliminare entrambi i paramenti, ma si può sostituire quello di spessore di circa 12 cm con un paramento in mattoni pieni o con percentuale di foratura minore del 45% (cfr. esempio Cap. 6). Per questi elementi bisogna inserire nel modello di calcolo i valori di rigidità e resistenza del par. 3.1.3.

### **5.2. INDIVIDUAZIONE DELLO SCHEMA STRUTTURALE**

Anche per l'individuazione dello schema strutturale dell'edificio ripristinato, come già detto per quello originario, si possono seguire due strade:



1. Applicazione integrale della Circolare [N2]. Oltre a quanto riportato al punto 3.2.3, dovendo risultare che il rapporto tra altezza e spessore del pannello deve essere minore di 20 e che non devono essere presenti aperture, ovvero esse devono essere intelaiate, ne discende che:
  - la sostituzione di un paramento di tamponatura a cassa vuota dello spessore di 12 cm deve essere effettuato con un altro di muratura resistente di spessore pari ad almeno 15 cm (nell'ipotesi di altezza del pannello pari a 3 m);
  - l'eventuale apertura preesistente deve essere o eliminata o intelaiata.
2. Estensione della Circolare [N2] ai casi di tamponature snelle e/o con aperture non intelaiate. Si applica integralmente quanto già detto al punto 3.2.3.

### **5.3. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI DOVUTE AI CARICHI PERMANENTI**

Si rimanda a quanto detto nel par. 3.3.

### **5.4. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI DOVUTE AL SISMA**

Si utilizzeranno essenzialmente gli stessi accorgimenti descritti nel par. 3.4. Se sono stati scelti gli interventi di sostituzione o di inserimento di tamponature resistenti, è opportuno utilizzare la modellazione con pilastri incernierati e bielle di tamponatura. Ciò consente di sfruttare al massimo le tamponature e di essere cautelativi nei confronti della duttilità dell'ossatura portante.

### **5.5. COMBINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI**

Vale quanto detto nel par. 3.5.

### **5.6. CALCOLO DI $C_{FIN}$**

Anche in questo caso, in generale, occorrerà procedere per iterazioni, come già detto nel par. 3.6. Si può comunque utilizzare il metodo approssimato riportato in Appendice 7, dove al posto di  $C_0$  si legga  $C_{fin}$ . Particolare attenzione deve essere dedicata alla verifica degli elementi di tamponatura di sostituzione o di nuovo inserimento. Infatti, se le tensioni o le sollecitazioni di calcolo dovessero essere molto più basse di quelle ultime o ammissibili, bisognerebbe concludere che la resistenza o gli spessori utilizzati sono sovradimensionati. In questi casi è opportuno procedere ad una riduzione di questi valori, tenendo anche conto che l'intervento progettato, rientrando nella categoria del miglioramento, deve mirare a non alterare in maniera significativa il comportamento originario dell'edificio.

## 6. ESEMPIO DI CALCOLO DI UN TELAIO IN C.A.

Nel presente paragrafo si intende illustrare la metodologia proposta nei Capp. 3, 4 e 5 mediante l'applicazione ad un telaio piano che, per la sua semplicità, consente di rendere più agile la trattazione. I ragionamenti illustrati sono facilmente estensibili a strutture più complesse. Nei casi più frequenti di ossature non troppo irregolari è consigliabile smembrare la struttura in telai piani, sui quali si stima in prima approssimazione l'entità delle azioni sismiche da sopportare. In tal modo può essere più facile progettare gli interventi, per poi passare eventualmente ad una analisi globale finale di verifica.

### 6.1. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA PRIMA DEGLI INTERVENTI

La struttura esaminata è illustrata nella Figura 6.1. Si tratta di un telaio di 4 piani a interasse 3.3 m e 3 campate di luce 6 m. I pilastri esterni e quelli interni al 3° e 4° livello hanno dimensioni 30 x 30 cm; i pilastri interni al 1° e 2° livello hanno dimensioni 60 x 30 cm rispettivamente nel piano del telaio ed in direzione trasversale.

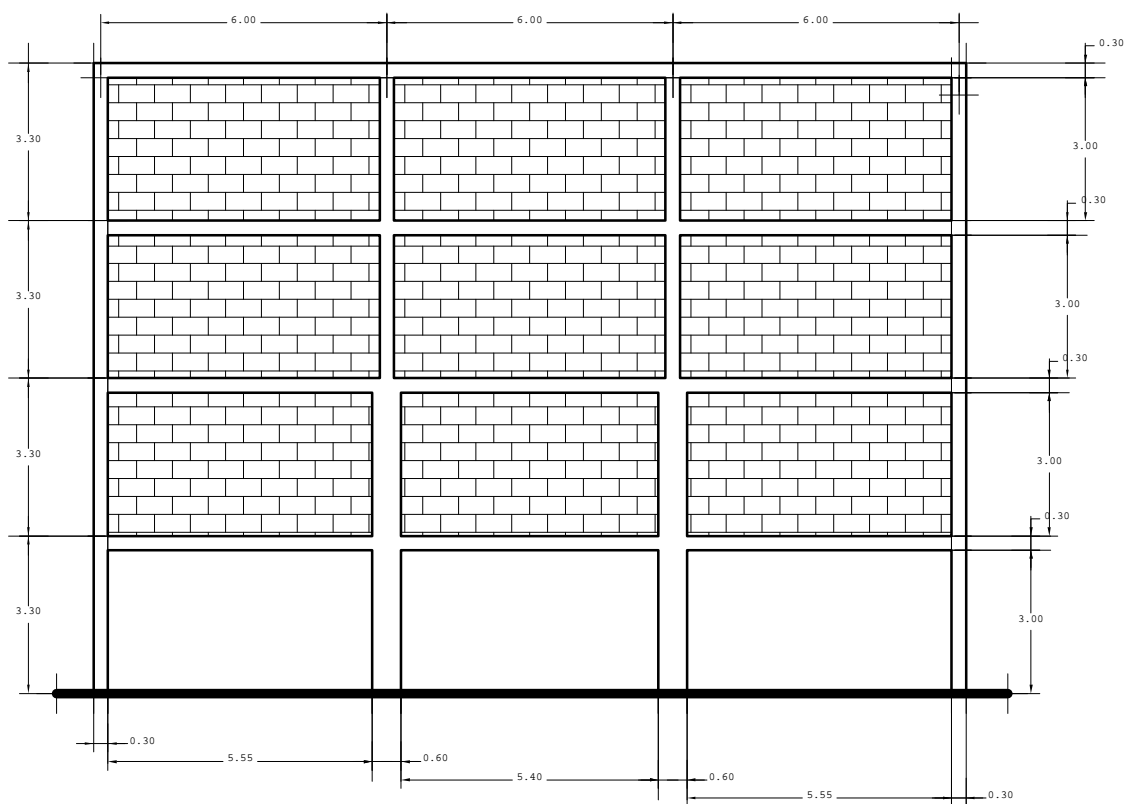


Figura 6.1 : Geometria del telaio prima degli interventi

Le travi a spessore hanno dimensione 30 x 100 cm rispettivamente nel piano del telaio ed in direzione trasversale. Il telaio ha una zona di influenza di 5 m, ovvero appartiene ad una serie di telai ad interasse 5 m. Gli specchi tra i pilastri e le travi sono chiusi con tamponatura in laterizio forato a cassa vuota con fori orizzontali, costituita da due paramenti: quello interno di spessore 8 cm, quello esterno di spessore 12 cm.

Si assume che il calcestruzzo sia di buona qualità, per cui  $R_{ck} = 25$  N/mm<sup>2</sup>, da cui si ricava  $E_c = 28500$  N/mm<sup>2</sup>. Le armature nei pilastri sono costituite da 4 barre di diametro 16 mm nei pilastri 30 x 30 cm, da 6 barre di diametro 16 mm nei pilastri 30 x 60 cm. Le staffe sono di diametro 6 mm a passo 30 cm. L'acciaio è liscio con tensione di snervamento circa 200 N/mm<sup>2</sup>. Della tamponatura a cassa vuota può essere considerato resistente il solo strato da 12 cm, per il quale si assume una resistenza caratteristica di taglio  $f_{vk0} = 50$  kN/m<sup>2</sup> ed una resistenza caratteristica a compressione  $f_k = 1200$  kN/m<sup>2</sup>. Il modulo elastico corrispondente è di 330000 kN/m<sup>2</sup>.

Il peso unitario del solaio (inclusa l'incidenza dei pilastri e delle tamponature) è assunto pari a 4.45 kN/m<sup>2</sup>, il carico dovuto alle finiture è di 1 kN/m<sup>2</sup>, il carico accidentale è di 2 kN/m<sup>2</sup>, il coefficiente di riduzione del sovraccarico accidentale è assunto pari a 0.33 a tutti i livelli, il coefficiente di struttura  $\beta$  ed il coefficiente di fondazione  $\epsilon$  sono assunti unitari. La verifica è stata condotta alle tensioni ammissibili (tensione ammissibile di compressione nel calcestruzzo 8.5 N/mm<sup>2</sup>, tensione ammissibile di taglio nel calcestruzzo 2.1 N/mm<sup>2</sup>, tensione ammissibile nell'acciaio 120 N/mm<sup>2</sup>, coefficiente  $\phi$  per la verifica delle bielle di tamponatura pari a 2).

## 6.2. CALCOLO DI $C_0$

Il calcolo viene effettuato inizialmente sul telaio nudo (modello T1, Figura 6.3) e successivamente sul telaio con le bielle di tamponatura a cassa vuota, in modo da poter effettuare un confronto. Per quest'ultimo caso sono state utilizzate tre varianti: pilastri e travi monolitiche (modello T21, Figura 6.3), pilastri e travi monolitiche con modulo elastico del calcestruzzo ridotto del 40% (modello T22, Figura 6.3), pilastri incernierati e travi continue (modello T3, Figura 6.3). I calcoli sono stati effettuati con un programma appositamente sviluppato dagli autori, i cui risultati sono riportati nel par 6.4. Il funzionamento del codice è molto semplice: sulla base dei dati sulla geometria del telaio e delle caratteristiche meccaniche dei materiali, si calcolano le sollecitazioni nei pilastri e nelle bielle di tamponatura secondo quanto previsto dalla normativa; quindi si effettuano le verifiche.

Si vede che il telaio T1 (telaio nudo) arriva al limite di verifica per  $C_0 = 0.45 C_{rif}$ . Avendo posto  $\beta = 1$ , questa conclusione riposa sull'assunzione che le armature nei pilastri siano in grado di assicurare una adeguata duttilità alla struttura. Risultano critiche le verifiche a pressoflessione dei pilastri interni al 1° livello (più rigidi di quelli esterni) e dei pilastri interni al 3° livello (variazione di sezione).

Il telaio con piano pilotis e tamponatura a cassa vuota ai livelli superiori, con pilastri monolitici con le travi (modello T21), mostra una resistenza leggermente superiore, con  $C_0 = 0.52 C_{rif}$ . Anche in questo caso il telaio in c.a. deve avere adeguata duttilità. Le verifiche più critiche questa volta sono quelle dei pilastri interni al 1° livello, poiché quelli ai piani superiori sono moderatamente scaricati grazie alla presenza della tamponatura.

Il modello T22 è una variante del T21, con il modulo elastico del calcestruzzo ridotto del 40%; il risultato cambia di pochissimo, con  $C_0 = 0.53 C_{rif}$ .

Il modello T3 (pilastri incernierati) mostra una drastica riduzione di resistenza rispetto ai precedenti, con  $C_0 = 0.36 C_{rif}$ . Le verifiche più critiche sono quelle della tamponatura al 2° livello. Il risultato è chiaramente comprensibile se si tiene conto che, mentre nei casi precedenti il telaio assolveva ancora la sua funzione di resistere a momento flettente, in questo caso i pilastri reagiscono solo a sforzo normale, trasferendo una aliquota consistente del carico sulle tamponature a cassa vuota, scarsamente resistenti.

### 6.3. PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI E CALCOLO DI $C_{FIN}$

Come si vedrà nel seguito, la progettazione degli interventi ed il calcolo di  $C_{fin}$  dovrebbero procedere di pari passo, essendo quest'ultimo un metodo efficace di verifica della bontà delle soluzioni proposte.

Allo scopo sono stati elaborati con lo stesso programma precedentemente descritto i modelli: T4 (tamponature a cassa vuota anche al 1° livello), T5 (tamponatura in mattoni pieni al 1° livello con  $f_k = 1200 \text{ kN/mq}$ ,  $f_{vk0} = 200 \text{ kN/mq}$ ,  $E_m = 1200000 \text{ kN/mq}$ , spessore 12 cm e a cassa vuota ai livelli superiori), T6 (mattoni pieni al 1° e 2° livello e a cassa vuota ai livelli superiori) e T7 (mattoni pieni al 1°, 2° e 3° livello e a cassa vuota al 4° livello). Nei modelli precedenti si è utilizzato lo schema a pilastri continui, infine si è ripetuto il modello T7 con la variante dei pilastri incernierati (modello T8). I risultati sono riportati in 6.5.

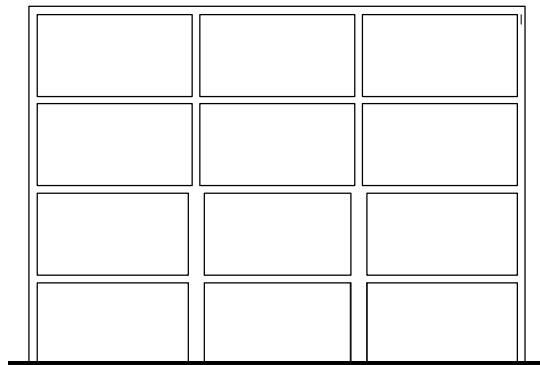


Figura 6.3: Modello T1

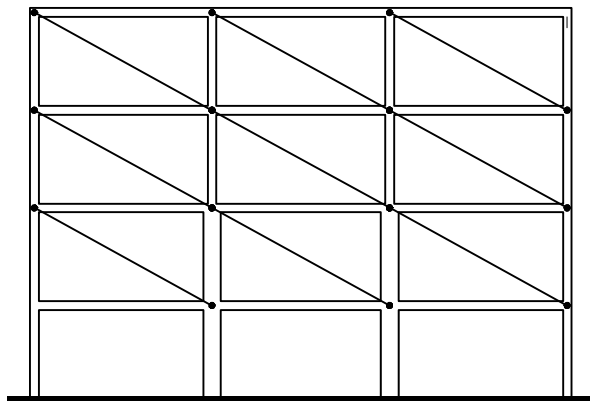


Figura 6.3: Modelli T21 e T22

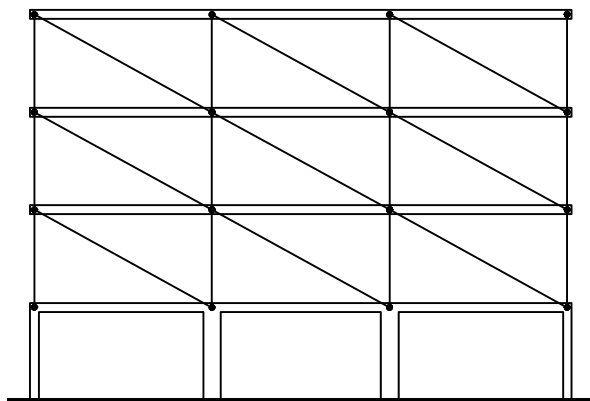


Figura 6.3: Modello T3

Il modello T4 presenta una resistenza superiore al modello T21 (piano pilotis) con  $C_{fin} = 0.59 C_{rif}$ , ma non è sufficiente a rispettare la verifica imposta dalle direttive tecniche [N3], che richiedono  $C_{fin} > 0.65 C_{rif}$ . Risulta critica la verifica dei pilastri interni al 1° e 3° livello.

Sono stati allora elaborati i modelli T5 (tamponatura piena al 1° livello) e T6 (tamponatura piena al fino al 2°), con cui si ottiene per entrambi  $C_{fin} = 0.63 C_{rif}$ . Le verifiche critiche sono quelle dei pilastri al 3° livello.

Finalmente inserendo tamponature piene fino al 3° livello (modello T7) si ottiene  $C_{fin} = 0.78 C_{rif}$ . In questo caso le verifiche critiche tornano ad essere quelle dei pilastri interni al 1° livello.

Con lo stesso schema di tamponature, si è ripetuto il calcolo con pilastri incernierati (modello T8), ottenendo  $C_{fin} = 0.73 C_{rif}$ . Quest'ultimo valore, come si è detto, risulta più realistico per strutture non progettate per sopportare azioni sismiche. In questo caso non si evidenziano verifiche vicine al limite a causa del comportamento discontinuo delle verifiche a taglio nei pilastri. Si può osservare che la tensione tangenziale nel calcestruzzo è prossima a  $\tau_{c0}$ . Infatti, quando il taglio è tale da non far superare la tensione di taglio  $\tau_{c0}$  nel calcestruzzo, si omette la verifica delle staffe ma, appena superata questa soglia, l'armatura necessaria per sopportare il taglio risulta molto maggiore di quella esistente.

## 6.4. RISULTATI DELLE VERIFICHE SULLA STRUTTURA PRIMA DEGLI INTERVENTI

### TI TELAIO NUDO

#### ECHO DATI

=====

```

NPIL  NUMERO PILASTRI           =          4
NLIV  NUMERO LIVELLI           =          4
LINF  LARGHEZZA INFLUENZA TELAIO =      5.0000
HTR   ALTEZZA SEZIONE TRAVE     =       .3000
BTR   LARGHEZZA SEZIONE TRAVE   =       1.0000
EC    MODULO ELASTICO CLS       = 28500000.0000
PPSOL PESO UNITARIO SOLAIO(INCLUSO PIL. E TAMP.) =      4.4500
PPIN  FINITURE                  =       1.0000
PACC  ACCIDENTALE               =       2.0000
SACC  COEFF. RID. SOVRACC. ACC. =       .3300
BETA  COEFF. BETA               =       1.0000
EPSILON COEFF. EPSILON         =       1.0000
C      COEFF. C                 =       .0315
IRIL  INDICE MODELLO(=0 PIL. CONT, -1 INCERN.) =          0
FI    COEFF. VERIFICA (S.L.-1, T.A.-2) =       2.0000
FIBP  DIAM. BARRE LONG. PILASTRO =       .0160
FISP  DIAM. BARRE TRASV. PILASTRO =       .0060
PASP  PASSO STAFFE PILASTRO     =       .3000
COPR  COPRIFERRO               =       .0300
SIGMAC TENS. AMM. COMPR. CLS   =      8500.0000
TAUC1  TENS. AMM. TAGLIO CLS    =     2100.0000
SIGMAA TENS. AMM. ACCIAIO      =    120000.0000

```

IPIL	ILIV	LCAMP	HINT	BPIL	HPIL	BOOL	EM	TT	FVK0	FK
1	1	6.0	3.3	.3	.3	0	0.	.00	1.	1.
1	2	6.0	3.3	.3	.3	0	0.	.00	1.	1.
1	3	6.0	3.3	.3	.3	0	0.	.00	1.	1.
1	4	6.0	3.3	.3	.3	0	0.	.00	1.	1.
2	1	6.0	3.3	.3	.6	0	0.	.00	1.	1.
2	2	6.0	3.3	.3	.6	0	0.	.00	1.	1.
2	3	6.0	3.3	.3	.3	0	0.	.00	1.	1.
2	4	6.0	3.3	.3	.3	0	0.	.00	1.	1.
3	1	6.0	3.3	.3	.6	0	0.	.00	1.	1.
3	2	6.0	3.3	.3	.6	0	0.	.00	1.	1.
3	3	6.0	3.3	.3	.3	0	0.	.00	1.	1.
3	4	6.0	3.3	.3	.3	0	0.	.00	1.	1.
4	1	.0	3.3	.3	.3	0	0.	.00	1.	1.
4	2	.0	3.3	.3	.3	0	0.	.00	1.	1.
4	3	.0	3.3	.3	.3	0	0.	.00	1.	1.
4	4	.0	3.3	.3	.3	0	0.	.00	1.	1.

#### LEGENDA:

```

IPIL  NUMERO PILASTRO
ILIV  NUMERO LIVELLO
LCAMP LUCE CAMPATA
HINT  ALTEZZA INTERPIANO
BPIL  LARGHEZZA SEZIONE PILASTRO
HPIL  ALTEZZA SEZIONE PILASTRO
BOOL  INCLINAZIONE BIELLA TAMP. (\=1, /=-1, NO=0)
EM    MODULO ELASTICO TAMPONATURA
TT    SPESSORE TAMPONATURA
FVK0  RESIST. TAGLIO MURATURA
FK    RESIST. COMPR. MURATURA

```

### SOLLECITAZIONI

=====

IPIL	ILIV	NVERT	NS	TIS	TJS	MIS	MJS	NTAMP	HTAMP	NTOT	TITOT	TJTOT	MITOT	MJTOT
1	1	-447.0	28.5	6.5	6.5	-12.1	9.3	.0	.0	-418.5	6.5	6.5	-12.1	9.3
1	2	-335.3	20.4	6.7	6.7	-12.1	9.9	.0	.0	-314.9	6.7	6.7	-12.1	9.9
1	3	-223.5	10.6	11.2	11.2	-18.7	18.2	.0	.0	-212.9	11.2	11.2	-18.7	18.2
1	4	-111.8	3.1	5.2	5.2	-7.0	10.2	.0	.0	-108.7	5.2	5.2	-7.0	10.2
2	1	-894.0	1.1	28.1	28.1	-70.9	21.9	.0	.0	-892.9	28.1	28.1	-70.9	21.9
2	2	-670.5	-2.0	24.5	24.5	-39.1	41.7	.0	.0	-672.5	24.5	24.5	-39.1	41.7
2	3	-447.0	-2.9	13.0	13.0	-20.1	22.9	.0	.0	-449.9	13.0	13.0	-20.1	22.9

2	4	-223.5	-1.7	8.7	8.7	-13.5	15.1	.0	.0	-224.2	8.7	8.7	-13.5	15.1
3	1	-894.0	-1.1	28.1	28.1	-70.9	21.9	.0	.0	-895.1	28.1	28.1	-70.9	21.9
3	2	-670.5	2.0	24.5	24.5	-39.1	41.7	.0	.0	-668.5	24.5	24.5	-39.1	41.7
3	3	-447.0	2.9	13.0	13.0	-20.1	22.9	.0	.0	-444.2	13.0	13.0	-20.1	22.9
3	4	-223.5	.7	8.7	8.7	-13.5	15.1	.0	.0	-222.8	8.7	8.7	-13.5	15.1
4	1	-447.0	-28.5	6.5	6.5	-12.1	9.3	.0	.0	-475.5	6.5	6.5	-12.1	9.3
4	2	-335.3	-20.4	6.7	6.7	-12.1	9.9	.0	.0	-355.6	6.7	6.7	-12.1	9.9
4	3	-223.5	-10.6	11.2	11.2	-18.7	18.2	.0	.0	-234.1	11.2	11.2	-18.7	18.2
4	4	-111.8	-3.1	5.2	5.2	-7.0	10.2	.0	.0	-114.8	5.2	5.2	-7.0	10.2

LEGENDA:  
 NVERT SF. NORMALE PILASTRO (CARICHI VERTICALI)  
 N SF. NORMALE PILASTRO (SISMA)  
 TI TAGLIO NODO INF. P.I.L. (SISMA)  
 TU TAGLIO NODO SUP. P.I.L. (SISMA)  
 MI MOMEN. NODO INF. P.I.L. (SISMA)  
 MJ MOMEN. NODO INF. P.I.L. (SISMA)  
 NTAMP SF. NORMALE TAMPONAT. (SISMA)  
 HTAMP COMP. ORIZZ. NTAMP (SISMA)  
 N SF. NORMALE PILASTRO (TOT)  
 TI TAGLIO NODO INF. P.I.L. (TOT)  
 TU TAGLIO NODO SUP. P.I.L. (TOT)  
 MI MOMEN. NODO INF. P.I.L. (TOT)  
 MJ MOMEN. NODO INF. P.I.L. (TOT)

VERIFICHE

IPIL	ILIV	FVKV1	FVKV2	FKV1	TAUCV	SIGST	SIGCV	SIGAV
1	1	.0	.0	.0	88.9	.0	6242.7	.0
1	2	.0	.0	.0	91.5	.0	5227.4	.0
1	3	.0	.0	.0	153.4	.0	5659.2	17347.7
1	4	.0	.0	.0	71.2	.0	3049.8	12065.8
2	1	.0	.0	.0	182.8	.0	8036.1	.0
2	2	.0	.0	.0	159.0	.0	5493.1	.0
2	3	.0	.0	.0	178.7	.0	8470.8	-17192.8
2	4	.0	.0	.0	118.9	.0	4912.3	347.0
3	1	.0	.0	.0	182.8	.0	8047.8	.0
3	2	.0	.0	.0	159.0	.0	5472.5	.0
3	3	.0	.0	.0	178.7	.0	8411.9	-16435.3
3	4	.0	.0	.0	118.9	.0	4901.2	632.9
4	1	.0	.0	.0	88.9	.0	6800.6	.0
4	2	.0	.0	.0	91.5	.0	5626.2	.0
4	3	.0	.0	.0	153.4	.0	5770.0	10711.7
4	4	.0	.0	.0	71.2	.0	3074.5	9800.2

LEGENDA:  
 FVKV1 TENSIONE TAGLIO TAMP. SCORR. ORIZZONTALE  
 FVKV2 TENSIONE TAGLIO TAMP. TRAZIONE LUNGO DIAG.  
 FKV1 TENSIONE NORMALE TAMP. SCHIACC. SPIGOLI  
 TAUCV TENSIONE TAGLIO PILASTRO  
 SIGST TENSIONE TRAZIONE STAFFE (+=TRAZIONE)  
 SIGCV TENSIONE NORM. PILASTRO  
 SIGAV TENSIONE TRAZIONE BARRE LONGIT. (+=TRAZ.)

IPIL	ILIV	FVKV1 /FVK0	FVKV2 /FVK0	FKV1 /FK	TAUCV /TAUC1	SIGST /SIGMAC	SIGCV /SIGMAC	SIGAV /SIGMAA
1	1	.000	.000	.000	.042	.000	.734	.000
1	2	.000	.000	.000	.044	.000	.615	.000
1	3	.000	.000	.000	.073	.000	.666	.145
1	4	.000	.000	.000	.034	.000	.359	.101
2	1	.000	.000	.000	.087	.000	.945	.000
2	2	.000	.000	.000	.076	.000	.646	.000
2	3	.000	.000	.000	.085	.000	.997	-.143
2	4	.000	.000	.000	.057	.000	.578	.003
3	1	.000	.000	.000	.087	.000	.947	.000
3	2	.000	.000	.000	.076	.000	.644	.000
3	3	.000	.000	.000	.085	.000	.990	-.137
3	4	.000	.000	.000	.057	.000	.577	.005
4	1	.000	.000	.000	.042	.000	.800	.000
4	2	.000	.000	.000	.044	.000	.662	.000
4	3	.000	.000	.000	.073	.000	.679	.089
4	4	.000	.000	.000	.034	.000	.362	.082

T21 TELAIO TAMPONATO-PIANO PILOTIS-TAMPONATURE CASSA VUOTA-Ec INTERO

ECHO DATI

NPIL NUMERO PILASTRI = 4  
 NLIV NUMERO LIVELLI = 4  
 LINFC LARGHEZZA INFLUENZA TELAIO = 5.0000  
 HTR ALTEZZA SEZIONE TRAVE = .3000  
 BTR LARGHEZZA SEZIONE TRAVE = 1.0000  
 EC MODULO ELASTICO CLS = 28500000.0000  
 PPSOL PESO UNITARIO SOLAIO(INCLUSO PIL. E TAMP.) = 4.4500  
 PFIN FINITURE = 1.0000  
 PACC ACCIDENTALE = 2.0000  
 SACC COEFF. RID. SOVRACC. ACC. = .3300  
 BETA COEFF. BETA = 1.0000  
 EPSILON COEFF. EPSILON = 1.0000  
 C COEFF. C = .0364  
 IRIL INDICE MODELLO(-0 PIL. CONT, -1 INCERN.) = 0  
 FI COEFF. VERIFICA (S.L.=1, T.A.=2) = 2.0000  
 FIBP DIAM. BARRE LONG. PILASTRO = .0160  
 FISP DIAM. BARRE TRASP. PILASTRO = .0060  
 PASP PASSO STAFFE PILASTRO = .3000  
 COPR COPRIFERRO = .0300  
 SIGMAC TENS. AMM. COMPR. CLS = 8500.0000  
 TAUC1 TENS. AMM. TAGLIO CLS = 2100.0000  
 SIGMAA TENS. AMM. ACCIAIO = 120000.0000

IPIL	ILIV	LCAMP	HINT	BPIL	HPIL	BOOL	EM	TT	FVK0	FK
1	1	6.0	3.3	.3	.3	0	0	.00	1.	1.
1	2	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
1	3	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
1	4	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
2	1	6.0	3.3	.3	.6	0	0	.00	1.	1.
2	2	6.0	3.3	.3	.6	1	330000.	.12	50.	1200.
2	3	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
2	4	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
3	1	6.0	3.3	.3	.6	0	0	.00	1.	1.
3	2	6.0	3.3	.3	.6	1	330000.	.12	50.	1200.
3	3	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
3	4	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
4	1	0	3.3	.3	.3	0	0	.00	1.	1.
4	2	.0	3.3	.3	.3	0	330000.	.12	50.	1200.
4	3	.0	3.3	.3	.3	0	330000.	.12	50.	1200.
4	4	.0	3.3	.3	.3	0	330000.	.12	50.	1200.

LEGENDA:  
 IPIL NUMERO PILASTRO  
 ILIV NUMERO LIVELLO  
 LCAMP LUCE CAMPATA  
 HINT ALTEZZA INTERPIANO  
 BPIL LARGHEZZA SEZIONE PILASTRO  
 HPIL ALTEZZA SEZIONE PILASTRO  
 BOOL INCLINAZIONE BIELLA TAMP. (\=1, /=-1, NO=0)

EM MODULO ELASTICO TAMPONATURA  
 TT SPESSORE TAMPONATURA  
 FVK0 RESIST. TAGLIO MURATURA  
 FK RESIST. COMPR. MURATURA

SOLLECITAZIONI

IPIL	ILIV	NVERT	NS	TIS	TJS	MIS	MJS	NTAMP	HTAMP	NTOT	TITOT	TJTOT	MITOT	MJTOT
1	1	-447.0	33.0	7.0	7.0	-13.1	10.2	.0	.0	-414.0	7.0	7.0	-13.1	10.2
1	2	-335.3	24.9	6.4	6.4	-11.2	10.0	-6.3	-5.5	-310.4	6.4	11.9	-11.2	11.8
1	3	-223.5	13.7	8.3	8.3	-13.7	13.6	-7.9	-6.9	-209.8	8.3	15.2	-13.7	15.9
1	4	-111.8	4.4	3.7	3.7	-4.9	7.4	-4.5	-3.9	-107.4	3.7	7.7	-4.9	8.7
2	1	-894.0	2.3	32.9	32.9	-78.8	29.9	.0	.0	-891.7	32.9	32.9	-78.8	29.9
2	2	-670.5	2.3	21.3	21.3	-31.0	39.3	-6.2	-5.5	-668.2	26.8	26.8	-32.8	41.1
2	3	-447.0	2.0	9.3	9.3	-13.9	16.8	-8.0	-7.0	-445.1	16.2	16.3	-16.2	19.1
2	4	-223.5	1.8	6.4	6.4	-9.9	11.1	-4.7	-4.1	-221.7	10.3	10.4	-11.2	12.4
3	1	-894.0	-2.3	33.0	33.0	-78.9	29.9	.0	.0	-896.3	33.0	33.0	-78.9	29.9
3	2	-670.5	3.7	21.3	21.3	-31.0	39.4	-6.3	-5.5	-666.8	26.8	26.9	-32.8	41.2
3	3	-447.0	5.7	9.3	9.3	-13.9	16.8	-7.9	-6.9	-441.3	16.3	16.2	-16.2	19.1
3	4	-223.5	2.6	6.3	6.3	-9.8	11.0	-4.5	-3.9	-220.9	10.4	10.3	-11.2	12.3
4	1	-447.0	-33.0	7.1	7.1	-13.1	10.2	.0	.0	-480.0	7.1	7.1	-13.1	10.2
4	2	-335.3	-21.9	6.5	6.5	-11.3	10.1	.0	.0	-357.1	12.0	6.5	-13.1	10.1
4	3	-223.5	-9.9	8.3	8.3	-13.7	13.6	.0	.0	-233.4	15.2	8.3	-15.9	13.6
4	4	-111.8	-2.2	3.7	3.7	-4.9	7.3	.0	.0	-113.9	7.6	3.7	-6.2	7.3

LEGGENDA:  
 NVERT SF. NORMALE PILASTRO (CARICHI VERTICALI)  
 N SF. NORMALE PILASTRO (SISMA)  
 TI TAGLIO NODO INF. PIL. (SISMA)  
 TJ TAGLIO NODO SUP. PIL. (SISMA)  
 MI MOMEN. NODO INF. PIL. (SISMA)  
 MJ MOMEN. NODO INF. PIL. (SISMA)  
 NTAMP SF. NORMALE TAMPONAT. (SISMA)  
 HTAMP COMP. ORIZZ. NTAMP (SISMA)  
 N SF. NORMALE PILASTRO (TOT)  
 TI TAGLIO NODO INF. PIL. (TOT)  
 TJ TAGLIO NODO SUP. PIL. (TOT)  
 MI MOMEN. NODO INF. PIL. (TOT)  
 MJ MOMEN. NODO INF. PIL. (TOT)

VERIFICHE

IPIL	ILIV	FVKV1	FVKV2	FKV1	TAUCV	SIGST	SIGCV	SIGAV
1	1	.0	.0	.0	96.6	.0	6366.1	.0
1	2	15.8	9.9	92.1	163.3	.0	5127.5	.0
1	3	19.5	12.1	167.4	208.1	.0	4960.1	6006.5
1	4	11.1	6.9	95.3	105.1	.0	2667.0	5268.8
2	1	.0	.0	.0	214.0	.0	8406.2	.0
2	2	16.2	10.1	80.5	174.1	.0	5444.8	.0
2	3	19.9	12.4	170.6	224.2	.0	7740.6	.0
2	4	11.5	7.1	98.7	143.0	.0	4369.8	-6206.2
3	1	.0	.0	.0	214.2	.0	8435.3	.0
3	2	15.9	9.9	92.9	174.5	.0	5440.9	.0
3	3	19.5	12.1	167.6	224.1	.0	7695.1	.0
3	4	11.1	6.9	95.0	142.7	.0	4344.8	-6306.8
4	1	.0	.0	.0	96.8	.0	7020.2	.0
4	2	.0	.0	.0	164.3	.0	5812.6	.0
4	3	.0	.0	.0	208.1	.0	5149.4	899.0
4	4	.0	.0	.0	104.5	.0	2416.8	-960.6

LEGGENDA:  
 FVKV1 TENSIONE TAGLIO TAMP. SCORR. ORIZZONTALE  
 FVKV2 TENSIONE TAGLIO TAMP. TRAZIONE LUNGO DIAG.  
 FKV1 TENSIONE NORMALE TAMP. SCHIACC. SPIGOLI  
 TAUCV TENSIONE TAGLIO PILASTRO  
 SIGST TENSIONE TRAZIONE STAFFE (+/-TRAZIONE)  
 SIGCV TENSIONE NORM. PILASTRO  
 SIGAV TENSIONE TRAZIONE BARRE LONGIT. (+/-TRAZ.)

IPIL	ILIV	FVKV1 /FVK0	FVKV2 /FVK0	FKV1 /FK	TAUCV /TAUC1	SIGST /SIGMAA	SIGCV /SIGMAC	SIGAV /SIGMAA
1	1	.000	.000	.000	.046	.000	.749	.000
1	2	.316	.197	.077	.078	.000	.603	.000
1	3	.390	.243	.139	.099	.000	.584	.050
1	4	.222	.138	.079	.050	.000	.314	.044
2	1	.000	.000	.000	.102	.000	.989	.000
2	2	.324	.202	.067	.083	.000	.641	.000
2	3	.397	.247	.142	.107	.000	.911	.000
2	4	.230	.143	.082	.068	.000	.514	-.052
3	1	.000	.000	.000	.102	.000	.992	.000
3	2	.319	.199	.077	.083	.000	.640	.000
3	3	.390	.243	.140	.107	.000	.905	.000
3	4	.221	.138	.079	.068	.000	.511	-.053
4	1	.000	.000	.000	.046	.000	.826	.000
4	2	.000	.000	.000	.078	.000	.684	.000
4	3	.000	.000	.000	.099	.000	.606	.007
4	4	.000	.000	.000	.050	.000	.284	-.008

T22 TELAIO TAMPONATO-PIANO PILOTIS-TAMPONATURE CASSA VUOTA-Ec RIDOTTO

ECHO DATI

=====

NPIL NUMERO PILASTRI = 4  
 NLIV NUMERO LIVELLI = 4  
 LINFC LARGHEZZA INFLUENZA TELAIO = 5.0000  
 HTR ALTEZZA SEZIONE TRAVE = .3000  
 BTR LARGHEZZA SEZIONE TRAVE = 1.0000  
 EC MODULO ELASTICO CLS = 17100000.0000  
 PPSOL PESO UNITARIO SOLAIO(INCLUSO PIL. E TAMP.) = 4.4500  
 PFIN FINITURE = 1.0000  
 PRACC ACCIDENTALE = 2.0000  
 SACC COEFF. RID. SOVRACC. ACC. = .3300  
 BETA COEFF. BETA = 1.0000  
 EPSILON COEFF. EPSILON = 1.0000  
 C COEFF. C = .0371  
 IRIL INDICE MODELLO(=0 PIL. CONT. =1 INCERN.) = 0  
 FI COEFF. VERIFICA (S.L.=1, T.A.=2) = 2.0000  
 FIBP DIAM. BARRE LONG. PILASTRO = .0160  
 FISP DIAM. BARRE TRASV. PILASTRO = .0060  
 PASP PASSO STAFFE PILASTRO = .3000  
 COPR COPRIFERRO = .0300  
 SIGMAC TENS. AMM. COMPR. CLS = 8500.0000  
 TAU1 TENS. AMM. TAGLIO CLS = 2100.0000  
 SIGMAA TENS. AMM. ACCIAIO = 120000.0000

IPIL	ILIV	LCAMP	HINT	BPIL	HPIL	BOOL	EM	TT	FVK0	FK
1	1	6.0	3.3	.3	.3	0	0	.00	1.	1.
1	2	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
1	3	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
1	4	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
2	1	6.0	3.3	.3	.6	0	0	.00	1.	1.
2	2	6.0	3.3	.3	.6	1	330000.	.12	50.	1200.

2	3	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
2	4	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
3	1	6.0	3.3	.3	.6	0	0.	.00	1.	1.
3	2	6.0	3.3	.3	.6	1	330000.	.12	50.	1200.
3	3	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
3	4	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
4	1	.0	3.3	.3	.3	0	0.	.00	1.	1.
4	2	.0	3.3	.3	.3	0	330000.	.12	50.	1200.
4	3	.0	3.3	.3	.3	0	330000.	.12	50.	1200.
4	4	.0	3.3	.3	.3	0	330000.	.12	50.	1200.

L E G E N D A :

IPIL NUMERO PILASTRO  
 ILIV NUMERO LIVELLO  
 LCAMP LUCE CAMPATA  
 HINT ALTEZZA INTERPIANO  
 BPIL LARGHEZZA SEZIONE PILASTRO  
 HPIL ALTEZZA SEZIONE PILASTRO  
 BOOL INCLINAZIONE BIELLA TAMP. (\=1, /=-1, NO=0)  
 EM MODULO ELASTICO TAMPONATURA  
 TT SPESSORE TAMPONATURA  
 FK0 RESIST. TAGLIO MURATURA  
 FK RESIST. COMPR. MURATURA

S O L L E C I T A Z I O N I

=====

IPIL	ILIV	NVERT	NS	TIS	TJS	MIS	MJS	NTAMP	HTAMP	NTOT	TITOT	TJTOT	MITOT	MJTOT
1	1	-447.0	33.7	7.0	7.0	-12.9	10.1	.0	.0	-413.3	7.0	7.0	-12.9	10.1
1	2	-335.3	26.1	5.9	5.9	-10.1	9.3	-9.4	-8.2	-309.2	5.9	14.1	-10.1	12.0
1	3	-223.5	14.5	6.7	6.7	-11.1	11.1	-10.8	-9.5	-209.0	6.7	16.2	-11.1	14.3
1	4	-111.8	4.7	3.0	3.0	-4.0	6.0	-6.1	-5.3	-107.0	3.0	8.4	-4.0	7.8
2	1	-894.0	2.7	33.7	33.7	-78.8	32.5	.0	.0	-891.3	33.7	33.7	-78.8	32.5
2	2	-670.5	4.3	18.4	18.4	-25.1	35.6	-9.4	-8.2	-666.2	26.6	26.6	-27.8	38.3
2	3	-447.0	3.9	7.5	7.5	-11.0	13.7	-11.1	-9.7	-443.1	17.0	17.2	-14.1	16.9
2	4	-223.5	2.7	5.2	5.2	-8.1	9.1	-6.3	-5.6	-220.8	10.5	10.8	-9.9	10.9
3	1	-894.0	-2.7	33.8	33.8	-79.0	32.6	.0	.0	-896.7	33.8	33.8	-79.0	32.6
3	2	-670.5	4.8	18.4	18.4	-25.1	35.7	-9.5	-8.3	-665.8	26.7	26.7	-27.8	38.4
3	3	-447.0	6.6	7.5	7.5	-11.0	13.7	-10.8	-9.5	-440.4	17.2	16.9	-14.2	16.8
3	4	-223.5	3.2	5.2	5.2	-8.0	9.0	-6.1	-5.3	-220.3	10.7	10.5	-9.9	10.8
4	1	-447.0	-33.8	7.0	7.0	-13.0	10.2	.0	.0	-480.8	7.0	7.0	-13.0	10.2
4	2	-335.3	-21.5	5.9	5.9	-10.2	9.4	.0	.0	-356.7	14.2	5.9	-12.9	9.4
4	3	-223.5	-9.2	6.7	6.7	-11.1	11.1	.0	.0	-232.7	16.2	6.7	-14.2	11.1
4	4	-111.8	-1.8	3.0	3.0	-3.9	5.9	.0	.0	-113.5	8.3	3.0	-5.7	5.9

L E G E N D A :

NVERT SP. NORMALE PILASTRO (CARICHI VERTICALI)  
 N SP. NORMALE PILASTRO (SISMA)  
 TI TAGLIO NODO INF. P.I.L. (SISMA)  
 TJ TAGLIO NODO SUP. P.I.L. (SISMA)  
 MI MOMEN. NODO INF. P.I.L. (SISMA)  
 MJ MOMEN. NODO INF. P.I.L. (SISMA)  
 NTAMP SP. NORMALE TAMPONAT. (SISMA)  
 HTAMP COMP. ORIZZ. NTAMP (SISMA)  
 N SP. NORMALE PILASTRO (TOT)  
 TI TAGLIO NODO INF. P.I.L. (TOT)  
 TJ TAGLIO NODO SUP. P.I.L. (TOT)  
 MI MOMEN. NODO INF. P.I.L. (TOT)  
 MJ MOMEN. NODO INF. P.I.L. (TOT)

V E R I F I C H E

=====

IPIL	ILIV	FKV1	FKV2	FKV1	TAUCV	SIGST	SIGCV	SIGAV
1	1	.0	.0	.0	95.7	.0	6327.2	.0
1	2	23.8	14.8	157.4	193.6	.0	5153.4	.0
1	3	26.7	16.6	260.8	222.4	.0	4609.6	758.8
1	4	15.1	9.4	147.0	114.9	.0	2456.7	1869.2
2	1	.0	.0	.0	219.2	.0	8405.8	.0
2	2	24.4	15.3	138.1	173.0	.0	5300.8	.0
2	3	27.3	17.0	266.9	235.5	.0	7323.4	.0
2	4	15.7	9.7	152.8	147.5	.0	4091.7	.0
3	1	.0	.0	.0	219.7	.0	8441.0	.0
3	2	24.0	15.0	158.9	173.8	.0	5303.0	.0
3	3	26.7	16.6	261.1	235.4	.0	7280.9	.0
3	4	14.9	8.3	145.8	147.1	.0	4061.7	.0
4	1	.0	.0	.0	96.2	.0	7000.8	.0
4	2	.0	.0	.0	195.1	.0	5773.9	.0
4	3	.0	.0	.0	222.4	.0	4794.5	-3870.9
4	4	.0	.0	.0	113.5	.0	2156.4	-4123.7

L E G E N D A :

FKV1 TENSIONE TAGLIO TAMP. SCORR. ORIZZONTALE  
 FKV2 TENSIONE TAGLIO TAMP. TRAZIONE LUNGO DIAG.  
 FKV1 TENSIONE NORMALE TAMP. SCHIACC. SPIGOLI  
 TAUCV TENSIONE TAGLIO PILASTRO  
 SIGST TENSIONE TRAZIONE STAFFE (+=-TRAZIONE)  
 SIGCV TENSIONE NORM. PILASTRO  
 SIGAV TENSIONE TRAZIONE BARRE LONGIT. (+=-TRAZ.)

IPIL	ILIV	FKV1	FKV2	FKV1	TAUCV	SIGST	SIGCV	SIGAV
		/FKV0	/FKV0	/FK	/TAUC1	/SIGMAA	/SIGMAC	/SIGMAA
1	1	.000	.000	.000	.046	.000	.744	.000
1	2	.476	.297	.131	.092	.000	.606	.000
1	3	.534	.333	.217	.106	.000	.542	.006
1	4	.301	.188	.123	.055	.000	.289	.016
2	1	.000	.000	.000	.104	.000	.989	.000
2	2	.488	.305	.115	.082	.000	.624	.000
2	3	.547	.340	.222	.112	.000	.862	.000
2	4	.313	.195	.127	.070	.000	.481	.000
3	1	.000	.000	.000	.105	.000	.993	.000
3	2	.480	.300	.132	.083	.000	.624	.000
3	3	.535	.333	.218	.112	.000	.857	.000
3	4	.299	.186	.122	.070	.000	.478	.000
4	1	.000	.000	.000	.046	.000	.824	.000
4	2	.000	.000	.000	.093	.000	.679	.000
4	3	.000	.000	.000	.106	.000	.564	-.032
4	4	.000	.000	.000	.054	.000	.254	-.034

T3 TELAIO TAMPONATO-PIANO PILOTIS-TAMPONATURE CASSA VUOTA-PIL. INCERNIERATI

E C H O D A T I

=====

NPIL	NUMERO PILASTRI	=	4
NLIV	NUMERO LIVELLI	=	4
LINFC	LARGHEZZA INFLUENZA TELAIO	=	5.0000
HTR	ALTEZZA SEZIONE TRAVE	=	.3000
BTR	LARGHEZZA SEZIONE TRAVE	=	1.0000
EC	MODULO ELASTICO CLS	=	28500000.0000
PPSOL	PESO UNITARIO SOLAIO(INCLUSO PIL. E TAMP.)	=	4.4500
PFIN	FINITURE	=	1.0000
PACC	ACCIDENTALE	=	2.0000
SACC	COEFF. RID. SOVRACC. ACC.	=	.3300
BETA	COEFF. BETA	=	1.0000
EPSILON	COEFF. EPSILON	=	1.0000



C	COEFF. C	=	.0252
IRIL	INDICE MODELLO(=0 PIL. CONT, =1 INCERN.)	=	1
FI	COEFF. VERIFICA (S.L.=1, T.A.=2)	=	2.0000
FIBP	DIAM. BARRE LONG. PILASTRO	=	.0160
FISP	DIAM. BARRE TRASP. PILASTRO	=	.0060
PASP	PASSO STAFFE PILASTRO	=	.3000
COPR	COPRIFERRO	=	.0300
SIGMAC	TENS. AMM. COMPR. CLS	=	8500.0000
TAUC1	TENS. AMM. TAGLIO CLS	=	2100.0000
SIGMAA	TENS. AMM. ACCIAIO	=	120000.0000

IPIL	ILIV	LCAMP	HINT	BPIL	HPIL	BOOL	EM	TT	FVK0	FK
1	1	6.0	3.3	.3	.3	0	0	.00	1.	1.
1	2	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
1	3	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
1	4	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
2	1	6.0	3.3	.3	.6	0	0	.00	1.	1.
2	2	6.0	3.3	.3	.6	1	330000.	.12	50.	1200.
2	3	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
2	4	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
3	1	6.0	3.3	.5	.6	0	0	.00	1.	1.
3	2	6.0	3.3	.3	.6	1	330000.	.12	50.	1200.
3	3	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
3	4	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
4	1	.0	3.3	.3	.3	0	0	.00	1.	1.
4	2	.0	3.3	.3	.3	0	330000.	.12	50.	1200.
4	3	.0	3.3	.3	.3	0	330000.	.12	50.	1200.
4	4	.0	3.3	.3	.3	0	330000.	.12	50.	1200.

LEGGENDA:

IPIL NUMERO PILASTRO  
 ILIV NUMERO LIVELLO  
 LCAMP LICE CAMPATA  
 HINT ALTEZZA INTERPIANO  
 BPIL LARGHEZZA SEZIONE PILASTRO  
 HPIL ALTEZZA SEZIONE PILASTRO  
 BOOL INCLINAZIONE BIELLA TAMP. (\=1, /=-1, NO=0)  
 EM MODULO ELASTICO TAMPONATURA  
 TT SPESSORE TAMPONATURA  
 FVK0 RESIST. TAGLIO MURATURA  
 FK RESIST. COMPR. MURATURA

SOLLECITAZIONI

IPIL	ILIV	NVERT	NS	TIS	TJS	MIS	MJS	NTAMP	HTAMP	NIOT	TITOT	TJTOT	MITOT	MJTOT
1	1	-447.0	23.2	3.1	3.1	-5.8	4.4	.0	.0	-423.9	3.1	3.1	-5.8	4.4
1	2	-335.3	20.3	.0	.0	.0	.0	-19.1	-16.7	-315.0	.0	16.7	.0	5.5
1	3	-223.3	11.1	.0	.0	.0	.0	-14.7	-12.9	-212.4	.0	12.9	.0	4.3
1	4	-111.8	4.0	.0	.0	.0	.0	-8.4	-7.4	-107.7	.0	7.4	.0	2.4
2	1	-894.0	4.6	24.6	24.6	-46.4	34.8	.0	.0	-889.5	24.6	24.6	-46.4	34.8
2	2	-670.5	9.3	.0	.0	.0	.0	-18.7	-16.4	-661.2	16.7	16.4	-5.5	5.4
2	3	-447.0	7.3	.0	.0	.0	.0	-14.8	-13.0	-439.7	12.9	13.0	-4.3	4.3
2	4	-223.5	4.2	.0	.0	.0	.0	-8.5	-7.4	-219.3	7.4	7.4	-2.4	2.5
3	1	-894.0	-4.6	24.6	24.6	-46.4	34.8	.0	.0	-898.6	24.6	24.6	-46.4	34.8
3	2	-670.5	8.9	.0	.0	.0	.0	-19.1	-16.7	-661.6	16.4	16.7	-5.4	5.5
3	3	-447.0	6.9	.0	.0	.0	.0	-14.7	-12.9	-440.1	13.0	12.9	-4.3	4.3
3	4	-223.5	3.9	.0	.0	.0	.0	-8.4	-7.3	-219.6	7.4	7.3	-2.5	2.4
4	1	-447.0	-23.1	3.1	3.1	-5.8	4.4	.0	.0	-470.1	3.1	3.1	-5.8	4.4
4	2	-335.3	-11.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	-346.3	16.7	.0	-5.5	.0
4	3	-223.5	-4.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	-227.5	12.9	.0	-4.3	.0
4	4	-111.8	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	-111.7	7.3	.0	-2.4	.0

LEGGENDA:

NVERT SF. NORMALE PILASTRO (CARICHI VERTICALI)  
 N SF. NORMALE PILASTRO (SISMA)  
 TI TAGLIO NODO INF. PIL. (SISMA)  
 TJ TAGLIO NODO SUP. PIL. (SISMA)  
 MI MOMEN. NODO INF. PIL. (SISMA)  
 MJ MOMEN. NODO INF. PIL. (SISMA)  
 NTAMP SF. NORMALE TAMPONAT. (SISMA)  
 HTAMP COMP. ORIZZ. NTAMP (SISMA)  
 N SF. NORMALE PILASTRO (TOT)  
 TI TAGLIO NODO INF. PIL. (TOT)  
 TJ TAGLIO NODO SUP. PIL. (TOT)  
 MI MOMEN. NODO INF. PIL. (TOT)  
 MJ MOMEN. NODO INF. PIL. (TOT)

VERIFICHE

IPIL	ILIV	FVKV1	FVKV2	FKV1	TAUCV	SIGST	SIGCV	SIGAV
1	1	.0	.0	.0	42.2	.0	5177.9	.0
1	2	48.2	30.1	280.9	229.1	.0	4060.2	.0
1	3	36.4	22.6	312.5	177.0	.0	2833.8	.0
1	4	20.8	12.9	178.6	101.2	.0	1485.7	.0
2	1	.0	.0	.0	160.0	.0	6849.2	.0
2	2	48.7	30.4	242.3	108.5	.0	3705.7	.0
2	3	36.5	22.8	314.0	177.9	.0	5064.0	.0
2	4	20.9	13.0	179.9	101.9	.0	2582.2	.0
3	1	.0	.0	.0	160.0	.0	6896.6	.0
3	2	48.4	30.2	281.7	108.8	.0	3708.9	.0
3	3	36.3	22.6	312.3	177.9	.0	5068.7	.0
3	4	20.7	12.9	177.6	101.9	.0	2584.6	.0
4	1	.0	.0	.0	42.2	.0	5631.4	.0
4	2	.0	.0	.0	229.7	.0	4369.5	.0
4	3	.0	.0	.0	176.9	.0	2981.0	.0
4	4	.0	.0	.0	100.6	.0	1522.3	.0

LEGGENDA:

FVKV1 TENSIONE TAGLIO TAMP. SCORR. ORIZZONTALE  
 FVKV2 TENSIONE TAGLIO TAMP. TRAZIONE LUNGO DIAG.  
 FKV1 TENSIONE NORMALE TAMP. SCHIACC. SPIGOLI  
 TAUCV TENSIONE TAGLIO PILASTRO  
 SIGST TENSIONE TRAZIONE STAFFE (+=TRAZIONE)  
 SIGCV TENSIONE NORM. PILASTRO  
 SIGAV TENSIONE TRAZIONE BARRE LONGIT. (+=TRAZ.)

IPIL	ILIV	FVKV1 / FVK0	FVKV2 / FVK0	FKV1 / FK	TAUCV / TAUC1	SIGST / SIGMAA	SIGCV / SIGMAC	SIGAV / SIGMAA
1	1	.000	.000	.000	.020	.000	.609	.000
1	2	.965	.602	.234	.109	.000	.478	.000
1	3	.727	.453	.260	.084	.000	.333	.000
1	4	.416	.259	.149	.048	.000	.175	.000
2	1	.000	.000	.000	.076	.000	.806	.000
2	2	.973	.608	.202	.052	.000	.436	.000
2	3	.731	.455	.262	.085	.000	.596	.000
2	4	.419	.261	.150	.049	.000	.304	.000
3	1	.000	.000	.000	.076	.000	.811	.000
3	2	.967	.603	.235	.052	.000	.436	.000
3	3	.727	.453	.260	.085	.000	.596	.000
3	4	.413	.257	.148	.049	.000	.304	.000
4	1	.000	.000	.000	.020	.000	.663	.000
4	2	.000	.000	.000	.109	.000	.514	.000
4	3	.000	.000	.000	.084	.000	.351	.000
4	4	.000	.000	.000	.048	.000	.179	.000

## 6.5. RISULTATI DELLE VERIFICHE SULLA STRUTTURA DOPO GLI INTERVENTI

T4 TELAIO TAMPONATO-TAMPONATURE CASSA VUOTA DAL I AL IV LIV.-PIL. CONTINUI

E C H O D A T I  
=====

NPIL NUMERO PILASTRI = 4  
NLIV NUMERO LIVELLI = 4  
LINF C LARGHEZZA INFLUENZA TELAIO = 5.0000  
HTR ALTEZZA SEZIONE TRAVE = .3000  
BTR LARGHEZZA SEZIONE TRAVE = 1.0000  
EC MODULO ELASTICO CLS = 28500000.0000  
PDSOL PESO UNITARIO SOLAIO(INCLUSO PIL. E TAMP.)= 4.4500  
PFIN FINITURE = 1.0000  
PACC ACCIDENTALE = 2.0000  
SACC COEFF. RID. SOVRACC. ACC. = .3300  
BETA COEFF. BETA = 1.0000  
EPSILON COEFF. EPSILON = 1.0000  
C COEFF. C = .0413  
IRIL INDICE MODELLO(=0 PIL. CONT, =1 INCERN.) = 0  
FI COEFF. VERIFICA (S.L.=1, T.A.=2) = 2.0000  
FIBP DIAM. BARRE LONG. PILASTRO = .0160  
FISP DIAM. BARRE TRAV. PILASTRO = .0060  
PASP PASSO STAFFE PILASTRO = .3000  
COPR COPRIFFERRO = .0300  
SIGMAC TENS. AMM. COMPR. CLS = 8500.0000  
TAUC1 TENS. AMM. TAGLIO CLS = 2100.0000  
SIGMAA TENS. AMM. ACCIAIO = 120000.0000

IPIL	ILIV	LCAMP	HINT	BPIL	HPIL	BOOL	EM	TT	FVK0	FK
1	1	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
1	2	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
1	3	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
1	4	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
2	1	6.0	3.3	.3	.6	1	330000.	.12	50.	1200.
2	2	6.0	3.3	.3	.6	1	330000.	.12	50.	1200.
2	3	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
2	4	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
3	1	6.0	3.3	.3	.6	1	330000.	.12	50.	1200.
3	2	6.0	3.3	.3	.6	1	330000.	.12	50.	1200.
3	3	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
3	4	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
4	1	.0	3.3	.3	.3	0	330000.	.12	50.	1200.
4	2	.0	3.3	.3	.3	0	330000.	.12	50.	1200.
4	3	.0	3.3	.3	.3	0	330000.	.12	50.	1200.
4	4	.0	3.3	.3	.3	0	330000.	.12	50.	1200.

L E G E N D A :

IPIL NUMERO PILASTRO  
ILIV NUMERO LIVELLO  
LCAMP LUCE CAMPATA  
HINT ALTEZZA INTERPIANO  
BPIL LARGHEZZA SEZIONE PILASTRO  
HPIL ALTEZZA SEZIONE PILASTRO  
BOOL INCLINAZIONE BIELLA TAMP. (\=1, /= -1, NO=0)  
EM MODULO ELASTICO TAMPONATURA  
TT SPESSORE TAMPONATURA  
FVK0 RESIST. TAGLIO MURATURA  
FK RESIST. COMPR. MURATURA

S O L L E C I T A Z I O N I  
=====

IPIL	ILIV	NVERT	NS	TIS	TJS	MIS	MJS	NTAMP	HTAMP	NTOT	TITOT	TJTOT	MITOT	MJTOT
1	1	-447.0	38.9	7.1	7.1	-13.2	10.1	-4.8	-4.2	-408.1	7.1	11.3	-13.2	11.5
1	2	-335.3	28.0	7.1	7.1	-12.5	11.0	-6.9	-6.0	-307.2	7.1	13.2	-12.5	13.0
1	3	-223.5	15.5	9.4	9.4	-15.6	15.4	-8.9	-7.8	-208.0	9.4	17.2	-15.6	18.0
1	4	-111.8	5.0	4.2	4.2	-5.6	8.4	-5.1	-4.5	-106.8	4.2	8.7	-5.6	9.8
2	1	-894.0	4.7	31.9	31.9	-78.5	26.8	-4.8	-4.2	-889.3	36.1	36.1	-79.9	28.2
2	2	-670.5	2.5	24.7	24.7	-37.6	43.9	-6.9	-6.0	-668.0	30.7	30.7	-39.6	45.8
2	3	-447.0	2.2	10.6	10.6	-15.8	19.1	-9.1	-8.0	-444.8	18.4	18.6	-18.4	21.7
2	4	-223.5	2.1	7.2	7.2	-11.2	12.6	-5.3	-4.6	-221.5	11.7	11.8	-12.7	14.1
3	1	-894.0	.0	32.0	32.0	-78.7	26.9	-4.9	-4.3	-894.0	36.2	36.3	-80.1	28.3
3	2	-670.5	4.1	24.7	24.7	-37.5	43.9	-6.9	-6.1	-666.4	30.7	30.7	-39.5	45.9
3	3	-447.0	6.4	10.6	10.6	-15.8	19.1	-8.9	-7.8	-440.6	18.6	18.4	-18.5	21.6
3	4	-223.5	2.9	7.2	7.2	-11.2	12.5	-5.1	-4.5	-220.6	11.8	11.6	-12.7	14.0
4	1	-447.0	-36.6	7.1	7.1	-13.3	10.2	.0	.0	-483.6	11.4	7.1	-14.7	10.2
4	2	-335.3	-24.7	7.1	7.1	-12.5	11.0	.0	.0	-359.9	13.2	7.1	-14.5	11.0
4	3	-223.5	-11.2	9.4	9.4	-15.5	15.4	.0	.0	-234.7	17.2	9.4	-18.1	15.4
4	4	-111.8	-2.5	4.2	4.2	-5.5	8.3	.0	.0	-114.2	8.6	4.2	-7.0	8.3

L E G E N D A :

NVERT SF. NORMALE PILASTRO (CARICHI VERTICALI)  
N SF. NORMALE PILASTRO (SISMA)  
TI TAGLIO NODO INF. PIL. (SISMA)  
TJ TAGLIO NODO SUP. PIL. (SISMA)  
MI MOMEN. NODO INF. PIL. (SISMA)  
MJ MOMEN. NODO INF. PIL. (SISMA)  
NTAMP SF. NORMALE TAMPONAT. (SISMA)  
HTAMP COMP. ORIZZ. NTAMP (SISMA)  
N SF. NORMALE PILASTRO (TOT)  
TI TAGLIO NODO INF. PIL. (TOT)  
TJ TAGLIO NODO SUP. PIL. (TOT)  
MI MOMEN. NODO INF. PIL. (TOT)  
MJ MOMEN. NODO INF. PIL. (TOT)

V E R I F I C H E  
=====

IPIL	ILIV	FVKV1	FVKV2	FRV1	TAUCV	SIGST	SIGCV	SIGAV
1	1	12.2	7.6	70.9	154.5	.0	6327.7	.0
1	2	17.4	10.9	101.4	180.5	.0	5302.3	.0
1	3	22.1	13.7	189.5	236.0	.0	5452.2	15490.9
1	4	12.6	7.8	108.2	119.5	.0	2953.1	10967.2
2	1	12.5	7.8	62.1	234.7	.0	8446.9	.0
2	2	17.8	11.1	88.7	199.5	.0	5667.9	.0
2	3	22.5	14.0	193.3	254.6	.0	8193.9	.0
2	4	13.0	8.1	112.0	162.4	.0	4681.3	-2093.1
3	1	12.5	7.8	72.5	236.0	.0	8481.6	.0
3	2	17.5	10.9	102.1	199.8	.0	5661.1	.0
3	3	22.1	13.7	189.7	254.5	.0	8142.1	.0
3	4	12.5	7.8	107.8	162.0	.0	4652.6	-2227.0
4	1	.0	.0	.0	156.7	.0	7335.0	.0
4	2	.0	.0	.0	181.1	.0	6096.8	.0
4	3	.0	.0	.0	236.0	.0	5637.9	8213.0
4	4	.0	.0	.0	118.5	.0	2622.9	2013.0

L E G E N D A :

FVKV1 TENSIONE TAGLIO TAMP. SCORR. ORIZZONTALE  
FVKV2 TENSIONE TAGLIO TAMP. TRAZIONE LUNGO DIAG.  
FRV1 TENSIONE NORMALE TAMP. SCHIACC. SPIGOLI  
TAUCV TENSIONE TAGLIO PILASTRO  
SIGST TENSIONE TRAZIONE STAFFE (+=TRAZIONE)

SIGCV	TENSIONE NORM. PILASTRO							
SIGAV	TENSIONE TRAZIONE BARRE LONGIT. (+=TRAZ.)							
IPIL	ILIV	FKV1	FKV2	FKV1	TAUCV	SIGST	SIGCV	SIGAV
		/FKV0	/FKV0	/FK	/TAUC1	/SIGMAA	/SIGMAC	/SIGMAA
1	1	.244	.152	.059	.074	.000	.744	.000
1	2	.348	.217	.085	.086	.000	.624	.000
1	3	.441	.275	.158	.112	.000	.641	.129
1	4	.252	.157	.090	.057	.000	.347	.091
2	1	.249	.156	.052	.112	.000	.994	.000
2	2	.356	.223	.074	.095	.000	.667	.000
2	3	.450	.280	.161	.121	.000	.964	.000
2	4	.261	.162	.093	.077	.000	.551	-.017
3	1	.249	.155	.060	.112	.000	.998	.000
3	2	.351	.219	.085	.095	.000	.666	.000
3	3	.442	.275	.158	.121	.000	.958	.000
3	4	.251	.156	.090	.077	.000	.547	-.019
4	1	.000	.000	.000	.075	.000	.863	.000
4	2	.000	.000	.000	.086	.000	.717	.000
4	3	.000	.000	.000	.112	.000	.663	.068
4	4	.000	.000	.000	.056	.000	.309	.017

**T5 TELAIO TAMPONATO-TAMPONATURE PIENE I LIV.-PIL. CONTINUI**

**E C H O D A T I**

=====

NPIL	NUMERO PILASTRI	=	4
NLIV	NUMERO LIVELLI	=	4
LINFC	LARGHEZZA INFLUENZA TELAIO	=	5.0000
HTR	ALTEZZA SEZIONE TRAVE	=	.3000
BTR	LARGHEZZA SEZIONE TRAVE	=	1.0000
EC	MODULO ELASTICO CLS	=	28500000.0000
PPSOL	PESO UNITARIO SOLAIO(INCLUSO PIL. E TAMP.)	=	4.4500
FPIN	FINITURE	=	1.0000
PACC	ACCIDENTALE	=	2.0000
SACC	COEFF. RID. SOVRACC. ACC.	=	.3300
BETA	COEFF. BETA	=	1.0000
EPSILON	COEFF. EPSILON	=	1.0000
C	COEFF. C	=	.0441
IRIL	INDICE MODELLO(=0 PIL. CONT, =1 INCERN.)	=	0
FI	COEFF. VERIFICA (S.L.=1, T.A.=2)	=	2.0000
FIBP	DIAM. BARRE LONG. PILASTRO	=	.0160
FISP	DIAM. BARRE TRASV. PILASTRO	=	.0060
PASP	PASSO STAFFE PILASTRO	=	.3000
COPR	COPRIFERRO	=	.0300
SIGMAC	TENS. AMM. COMPR. CLS	=	8500.0000
TAUC1	TENS. AMM. TAGLIO CLS	=	2100.0000
SIGMAA	TENS. AMM. ACCIAIO	=	120000.0000

IPIL	ILIV	LCAMP	HINT	BPIL	HPIL	BOOL	EM	TT	FKV0	FK
1	1	6.0	3.3	.3	.3	1	1200000.	.12	200.	1200.
1	2	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
1	3	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
1	4	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
2	1	6.0	3.3	.3	.6	1	1200000.	.12	200.	1200.
2	2	6.0	3.3	.3	.6	1	330000.	.12	50.	1200.
2	3	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
2	4	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
3	1	6.0	3.3	.3	.6	1	1200000.	.12	200.	1200.
3	2	6.0	3.3	.3	.6	1	330000.	.12	50.	1200.
3	3	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
3	4	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
4	1	.0	3.3	.3	.3	0	1200000.	.12	200.	1200.
4	2	.0	3.3	.3	.3	0	330000.	.12	50.	1200.
4	3	.0	3.3	.3	.3	0	330000.	.12	50.	1200.
4	4	.0	3.3	.3	.3	0	330000.	.12	50.	1200.

**L E G E N D A :**

IPIL	NUMERO PILASTRO
ILIV	NUMERO LIVELLO
LCAMP	LUCE CAMPATA
HINT	ALTEZZA INTERPIANO
BPIL	LARGHEZZA SEZIONE PILASTRO
HPIL	ALTEZZA SEZIONE PILASTRO
BOOL	INCLINAZIONE BIELLA TAMP. (\=1, /=-1, NO=0)
EM	MODULO ELASTICO TAMPONATURA
TT	SPESSORE TAMPONATURA
FKV0	RESIST. TAGLIO MURATURA
FK	RESIST. COMPR. MURATURA

**S O L L E C I T A Z I O N I**

=====

IPIL	ILIV	NVERT	NS	TIS	TJS	MIS	MJS	NTAMP	HTAMP	NTOT	TITOT	TJTOT	MITOT	MJTOT
1	1	-447.0	44.5	5.7	5.7	-10.8	7.9	-14.6	-12.8	-402.5	5.7	18.5	-10.8	12.2
1	2	-335.3	29.5	7.3	7.3	-13.0	11.0	-6.9	-6.1	-305.7	7.3	13.4	-13.0	13.0
1	3	-223.5	16.6	10.1	10.1	-16.7	16.5	-9.5	-8.3	-206.9	10.1	18.4	-16.7	19.2
1	4	-111.8	5.3	4.5	4.5	-6.0	8.9	-5.5	-4.8	-106.5	4.5	9.3	-6.0	10.5
2	1	-894.0	9.2	23.2	23.2	-62.3	14.4	-14.7	-12.9	-884.8	36.1	36.1	-66.5	18.7
2	2	-670.5	2.4	27.4	27.4	-45.1	45.3	-6.9	-6.1	-668.1	33.5	33.5	-47.1	47.3
2	3	-447.0	2.4	11.4	11.4	-17.1	20.4	-9.7	-8.5	-444.6	19.7	19.9	-19.9	23.2
2	4	-223.5	2.2	7.7	7.7	-12.0	13.5	-5.7	-5.0	-221.3	12.5	12.7	-13.6	15.1
3	1	-894.0	5.2	23.5	23.5	-62.7	14.8	-15.1	-13.3	-888.8	36.4	36.7	-66.9	19.1
3	2	-670.5	4.2	27.3	27.3	-44.8	45.3	-7.0	-6.1	-666.3	33.4	33.4	-46.8	47.3
3	3	-447.0	6.9	11.4	11.4	-17.1	20.4	-9.5	-8.4	-440.2	19.9	19.7	-19.9	23.2
3	4	-223.5	3.1	7.7	7.7	-11.9	13.4	-5.4	-4.8	-220.4	12.6	12.4	-13.6	15.0
4	1	-447.0	-37.4	5.8	5.8	-11.0	8.1	.0	.0	-484.4	19.1	5.8	-15.4	8.1
4	2	-335.3	-26.1	7.2	7.2	-12.9	11.0	.0	.0	-361.4	13.4	7.2	-14.9	11.0
4	3	-223.5	-12.0	10.1	10.1	-16.7	16.5	.0	.0	-235.5	18.4	10.1	-19.5	16.5
4	4	-111.8	-2.6	4.5	4.5	-5.9	8.9	.0	.0	-114.4	9.2	4.5	-7.5	8.9

**L E G E N D A :**

NVERT	SF. NORMALE PILASTRO (CARICHI VERTICALI)
N	SF. NORMALE PILASTRO (SISMA)
TI	TAGLIO NODO INF. PIL. (SISMA)
TJ	TAGLIO NODO SUP. PIL. (SISMA)
MI	MOMEN. NODO INF. PIL. (SISMA)
MJ	MOMEN. NODO SUP. PIL. (SISMA)
NTAMP	SF. NORMALE TAMPONAT. (SISMA)
HTAMP	COMP. ORIZZ. NTAMP (SISMA)
N	SF. NORMALE PILASTRO (TOT)
TI	TAGLIO NODO INF. PIL. (TOT)
TJ	TAGLIO NODO SUP. PIL. (TOT)
MI	MOMEN. NODO INF. PIL. (TOT)
MJ	MOMEN. NODO SUP. PIL. (TOT)

**V E R I F I C H E**

=====

IPIL	ILIV	FKV1	FKV2	FKV1	TAUCV	SIGST	SIGCV	SIGAV
1	1	37.1	23.1	298.0	253.9	.0	6094.9	.0
1	2	17.6	11.0	102.3	183.3	.0	5299.5	.0
1	3	23.5	14.6	202.0	252.3	.0	5759.9	22038.1
1	4	13.5	8.4	115.6	127.6	.0	3131.1	14870.1
2	1	38.2	23.9	263.0	234.9	.0	7783.1	.0

2	2	18.0	11.2	89.5	217.5	.0	5739.7	.0
2	3	24.0	14.9	206.0	272.7	.0	8465.4	-15956.1
2	4	14.0	8.7	119.9	173.7	.0	4877.7	768.9
3	1	38.3	23.9	308.2	238.7	.0	7825.8	.0
3	2	17.7	11.0	102.9	217.1	.0	5727.8	.0
3	3	23.5	14.6	202.2	272.7	.0	8410.9	-15443.6
3	4	13.4	8.3	115.2	173.3	.0	4846.8	609.3
4	1	.0	.0	.0	261.4	.0	7464.3	.0
4	2	.0	.0	.0	183.2	.0	6182.5	.0
4	3	.0	.0	.0	252.5	.0	5962.2	13610.3
4	4	.0	.0	.0	126.7	.0	2753.9	4101.7

L E G E N D A:

FKV1 TENSIONE TAGLIO TAMP. SCORR. ORIZZONTALE  
FKV2 TENSIONE TAGLIO TAMP. TRAZIONE LUNGO DIAG.  
FKV1 TENSIONE NORMALE TAMP. SCHIACC. SPIGOLI  
TAUCV TENSIONE TAGLIO PILASTRO  
SIGST TENSIONE TRAZIONE STAFFE (+=TRAZIONE)  
SIGCV TENSIONE NORM. PILASTRO  
SIGAV TENSIONE TRAZIONE BARRE LONGIT. (+=TRAZ.)

IPIL	ILIV	FKV1 /FKVO	FKV2 /FKVO	FKV1 /FK	TAUCV /TAUC1	SIGST /SIGMAA	SIGCV /SIGMAC	SIGAV /SIGMAA
1	1	.185	.116	.248	.121	.000	.717	.000
1	2	.351	.219	.085	.087	.000	.623	.000
1	3	.470	.293	.168	.120	.000	.678	.184
1	4	.269	.168	.096	.061	.000	.368	.124
2	1	.191	.120	.219	.112	.000	.916	.000
2	2	.359	.225	.075	.104	.000	.675	.000
2	3	.480	.299	.172	.130	.000	.996	-.133
2	4	.279	.174	.100	.083	.000	.574	.006
3	1	.192	.120	.257	.114	.000	.921	.000
3	2	.353	.220	.086	.103	.000	.674	.000
3	3	.471	.293	.168	.130	.000	.990	-.129
3	4	.268	.167	.096	.083	.000	.570	.005
4	1	.000	.000	.000	.124	.000	.878	.000
4	2	.000	.000	.000	.087	.000	.727	.000
4	3	.000	.000	.000	.120	.000	.701	.113
4	4	.000	.000	.000	.060	.000	.324	.034

T6 TELAI0 TAMPONATO-TAMPONATURE PIENE I E II LIV.-PIL. CONTINUI

E C H O D A T I

NPIL NUMERO PILASTRI = 4  
NLIV NUMERO LIVELLI = 4  
LINF0 LARGHEZZA INFLUENZA TELAIO = 5.0000  
HTR ALTEZZA SEZIONE TRAVE = .3000  
BTR LARGHEZZA SEZIONE TRAVE = 1.0000  
EC MODULO ELASTICO CLS = 28500000.0000  
PESOL PESO UNITARIO SOLAIO(INCLUSO PIL. E TAMP.) = 4.4500  
PFIN FINITURE = 1.0000  
PACC ACCIDENTALE = 2.0000  
SACC COEFF. RID. SOVRACC. ACC. = .3300  
BETA COEFF. BETA = 1.0000  
EPSILON COEFF. EPSILON = 1.0000  
C COEFF. C = .0441  
IRIL INDICE MODELLO(=0 PIL. CONT, =1 INCERN.) = 0  
FI COEFF. VERIFICA (S.L.=1, T.A.=2) = 2.0000  
FIBP DIAM. BARRE LONG. PILASTRO = .0160  
FISP DIAM. BARRE TRASP. PILASTRO = .0060  
PASP PASSO STAFFE PILASTRO = .3000  
COPR COPRIFERRO = .0300  
SIGMAC TENS. AMM. COMPR. CLS = 8500.0000  
TAUC1 TENS. AMM. TAGLIO CLS = 2100.0000  
SIGMAA TENS. AMM. ACCIAIO = 120000.0000

IPIL	ILIV	LCAMP	HINT	BPIL	HPIL	BOOL	EM	TT	FKVO	FK
1	1	6.0	3.3	.3	.3	1	1200000.	.12	200.	1200.
1	2	6.0	3.3	.3	.3	1	1200000.	.12	200.	1200.
1	3	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
1	4	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
2	1	6.0	3.3	.3	.6	1	1200000.	.12	200.	1200.
2	2	6.0	3.3	.3	.6	1	1200000.	.12	200.	1200.
2	3	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
2	4	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
3	1	6.0	3.3	.3	.6	1	1200000.	.12	200.	1200.
3	2	6.0	3.3	.3	.6	1	1200000.	.12	200.	1200.
3	3	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
3	4	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
4	1	.0	3.3	.3	.3	0	1200000.	.12	200.	1200.
4	2	.0	3.3	.3	.3	0	1200000.	.12	200.	1200.
4	3	.0	3.3	.3	.3	0	330000.	.12	50.	1200.
4	4	.0	3.3	.3	.3	0	330000.	.12	50.	1200.

L E G E N D A:

IPIL NUMERO PILASTRO  
ILIV NUMERO LIVELLO  
LCAMP LUCE CAMPATA  
HINT ALTEZZA INTERPIANO  
BPIL LARGHEZZA SEZIONE PILASTRO  
HPIL ALTEZZA SEZIONE PILASTRO  
BOOL INCLINAZIONE BIELLA TAMP. (\=1, /=-1, NO=0)  
EM MODULO ELASTICO TAMPONATURA  
TT SPESSORE TAMPONATURA  
FKVO RESIST. TAGLIO MURATURA  
FK RESIST. COMPR. MURATURA

S O L L E C I T A Z I O N I

IPIL	ILIV	NVERT	NS	TIS	TJS	MIS	MJS	NTAMP	HTAMP	NTOT	TITOT	TJTOT	MITOT	MJTOT
1	1	-447.0	45.1	5.5	5.5	-10.1	7.9	-13.1	-11.5	-401.9	5.5	16.9	-10.1	11.7
1	2	-335.3	32.6	4.4	4.4	-8.3	6.1	-17.9	-15.7	-302.7	4.4	20.0	-8.3	11.3
1	3	-223.5	16.4	9.9	9.9	-16.7	16.0	-9.1	-8.0	-207.1	9.9	17.9	-16.7	18.7
1	4	-111.8	5.3	4.6	4.6	-6.2	9.0	-5.4	-4.8	-106.5	4.6	9.3	-6.2	10.5
2	1	-894.0	7.3	25.4	25.4	-60.9	22.8	-13.3	-11.6	-886.7	36.8	37.0	-64.7	26.6
2	2	-670.5	6.9	15.8	15.8	-24.4	27.8	-18.0	-15.8	-663.6	31.5	31.6	-29.6	33.0
2	3	-447.0	2.3	12.0	12.0	-19.0	20.7	-9.3	-8.2	-444.7	20.0	20.2	-21.7	23.4
2	4	-223.5	2.2	7.7	7.7	-11.9	13.4	-5.7	-5.0	-221.3	12.4	12.6	-13.5	15.0
3	1	-894.0	5.7	25.7	25.7	-61.5	23.2	-13.7	-12.0	-888.3	37.3	37.6	-65.4	27.2
3	2	-670.5	10.3	15.7	15.7	-24.1	27.7	-18.0	-15.8	-660.2	31.5	31.5	-29.3	32.9
3	3	-447.0	6.5	12.0	12.0	-19.0	20.7	-9.1	-8.0	-440.5	20.2	20.0	-21.7	23.3
3	4	-223.5	3.1	7.6	7.6	-11.8	13.4	-5.4	-4.7	-220.4	12.4	12.4	-13.5	14.9
4	1	-447.0	-38.8	5.6	5.6	-10.4	8.2	.0	.0	-485.8	17.6	5.6	-14.3	8.2
4	2	-335.3	-23.9	4.3	4.3	-8.2	6.1	.0	.0	-359.1	20.1	4.3	-13.4	6.1
4	3	-223.5	-11.9	9.9	9.9	-16.7	15.9	.0	.0	-235.4	17.9	9.9	-19.3	15.9
4	4	-111.8	-2.6	4.5	4.5	-6.1	8.9	.0	.0	-114.4	9.3	4.5	-7.7	8.9

L E G E N D A:

NVERT SF. NORMALE PILASTRO (CARICHI VERTICALI)  
N SF. NORMALE PILASTRO (SISMA)  
TI TAGLIO NODO INF. PIL. (SISMA)  
TJ TAGLIO NODO SUP. PIL. (SISMA)  
MI MOMEN. NODO INF. PIL. (SISMA)  
MJ MOMEN. NODO INF. PIL. (SISMA)  
NTAMP SF. NORMALE TAMPONAT. (SISMA)  
HTAMP COMP. ORIZZ. NTAMP (SISMA)

N SF. NORMALE PILASTRO (TOT)  
 TI TAGLIO NODO INF. PIL. (TOT)  
 TU TAGLIO NODO SUP. PIL. (TOT)  
 MI MOMEN. NODO INF. PIL. (TOT)  
 MJ MOMEN. NODO INF. PIL. (TOT)

VERIFICHE

IPIL	ILIV	FVKV1	FVKV2	FKV1	TAUCV	SIGST	SIGCV	SIGAV
1	1	33.2	20.7	266.8	232.5	.0	6007.4	.0
1	2	45.3	28.3	364.3	275.0	.0	4963.5	.0
1	3	22.6	14.1	193.9	245.9	.0	5619.6	19102.5
1	4	13.4	8.4	115.4	128.2	.0	3138.4	15028.0
2	1	34.4	21.5	236.7	240.2	.0	7707.0	.0
2	2	46.8	29.3	321.9	205.4	.0	5030.2	.0
2	3	23.0	14.3	197.9	277.3	.0	8498.2	-15596.6
2	4	14.0	8.7	119.9	173.0	.0	4869.4	643.8
3	1	34.6	21.6	278.0	244.6	.0	7747.3	.0
3	2	45.7	28.5	367.2	204.7	.0	5009.3	.0
3	3	22.5	14.0	193.7	277.0	.0	8438.8	-15207.8
3	4	13.4	8.3	115.0	172.6	.0	4838.0	478.3
4	1	.0	.0	.0	241.3	.0	7292.4	.0
4	2	.0	.0	.0	276.2	.0	5886.3	.0
4	3	.0	.0	.0	245.3	.0	5914.8	12781.1
4	4	.0	.0	.0	127.4	.0	2760.8	4219.0

LEGENDA:

FVKV1 TENSIONE TAGLIO TAMP. SCORR. ORIZZONTALE  
 FVKV2 TENSIONE TAGLIO TAMP. TRAZIONE LUNGO DIAG.  
 FKV1 TENSIONE NORMALE TAMP. SCHIACC. SPIGOLI  
 TAUCV TENSIONE TAGLIO PILASTRO  
 SIGST TENSIONE TRAZIONE STAFFE (+=TRAZIONE)  
 SIGCV TENSIONE NORM. PILASTRO  
 SIGAV TENSIONE TRAZIONE BARRE LONGIT. (+=TRAZ.)

IPIL	ILIV	FVKV1 /FVK0	FVKV2 /FVK0	FKV1 /FK	TAUCV /TAUC1	SIGST /SIGMAA	SIGCV /SIGMAC	SIGAV /SIGMAA
1	1	.166	.103	.222	.111	.000	.707	.000
1	2	.227	.141	.304	.131	.000	.584	.000
1	3	.451	.281	.162	.117	.000	.661	.159
1	4	.269	.167	.096	.061	.000	.369	.125
2	1	.172	.108	.197	.114	.000	.907	.000
2	2	.234	.146	.268	.098	.000	.592	.000
2	3	.461	.287	.165	.132	.000	1.000	-1.130
2	4	.279	.174	.100	.082	.000	.573	.005
3	1	.173	.108	.232	.116	.000	.911	.000
3	2	.228	.142	.306	.097	.000	.589	.000
3	3	.451	.281	.161	.132	.000	.993	-1.127
3	4	.268	.167	.096	.082	.000	.569	.004
4	1	.000	.000	.000	.115	.000	.858	.000
4	2	.000	.000	.000	.132	.000	.693	.000
4	3	.000	.000	.000	.117	.000	.696	.107
4	4	.000	.000	.000	.061	.000	.325	.035

T7 TELAIO TAMPONATO-TAMPONATURE PIENE I, II E III LIV.-PIL. CONTINUI

ECHO DATI

NUMERO PILASTRI = 4  
 NUMERO LIVELLI = 4  
 LARGHEZZA INFLUENZA TELAIO = 5.0000  
 ALTEZZA SEZIONE TRAVE = 3.000  
 LARGHEZZA SEZIONE TRAVE = 1.0000  
 MODULO ELASTICO CLS = 28500000.0000  
 PESO UNITARIO SOLAIO(INCLUSO PIL. E TAMP.) = 4.4500  
 FINITURE = 1.0000  
 ACCIDENTALE = 2.0000  
 COEFF. RID. SOVRACC. ACC. = 3300  
 COEFF. BETA = 1.0000  
 COEFF. EPSILON = 1.0000  
 COEFF. C = .0546  
 INDICE MODELLO(=0 PIL. CONT, =1 INCERN.) = 0  
 COEFF. VERIFICA (S.L.=1, T.A.=2) = 2.0000  
 DIAM. BARRE LONG. PILASTRO = .0160  
 DIAM. BARRE TRASP. PILASTRO = .0060  
 PASSO STAFFE PILASTRO = .3000  
 COPRIFERRO = .0300  
 TENS. AMM. COMPR. CLS = 8500.0000  
 TENS. AMM. TAGLIO CLS = 2100.0000  
 TENS. AMM. ACCIAIO = 120000.0000

IPIL	ILIV	LCAMP	HINT	BPIL	HPIL	BOOL	EM	TT	FVK0	FK
1	1	6.0	3.3	.3	.3	1	1200000.	.12	200.	1200.
1	2	6.0	3.3	.3	.3	1	1200000.	.12	200.	1200.
1	3	6.0	3.3	.3	.3	1	1200000.	.12	200.	1200.
1	4	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
2	1	6.0	3.3	.3	.6	1	1200000.	.12	200.	1200.
2	2	6.0	3.3	.3	.6	1	1200000.	.12	200.	1200.
2	3	6.0	3.3	.3	.3	1	1200000.	.12	200.	1200.
2	4	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
3	1	6.0	3.3	.3	.6	1	1200000.	.12	200.	1200.
3	2	6.0	3.3	.3	.6	1	1200000.	.12	200.	1200.
3	3	6.0	3.3	.3	.3	1	1200000.	.12	200.	1200.
3	4	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
4	1	.0	3.3	.3	.3	0	1200000.	.12	200.	1200.
4	2	.0	3.3	.3	.3	0	1200000.	.12	200.	1200.
4	3	.0	3.3	.3	.3	0	1200000.	.12	200.	1200.
4	4	.0	3.3	.3	.3	0	330000.	.12	50.	1200.

LEGENDA:

IPIL NUMERO PILASTRO  
 ILIV NUMERO LIVELLO  
 LCAMP LUCE CAMPATA  
 HINT ALTEZZA INTERPIANO  
 BPIL LARGHEZZA SEZIONE PILASTRO  
 HPIL ALTEZZA SEZIONE PILASTRO  
 BOOL INCLINAZIONE BIELLA TAMP. (\=1, /=-1, NO=0)  
 EM MODULO ELASTICO TAMPONATURA  
 TT SPESSORE TAMPONATURA  
 FVK0 RESIST. TAGLIO MURATURA  
 FK RESIST. COMPR. MURATURA

SOLLECITAZIONI

IPIL	ILIV	NVERT	NS	TIS	TJS	MIS	MJS	NTAMP	HTAMP	NTOT	TITOT	TJTOT	MITOT	MJTOT
1	1	-447.0	55.2	6.6	6.6	-12.3	9.5	-16.1	-14.1	-391.8	6.6	20.7	-12.3	14.2
1	2	-335.3	39.8	6.3	6.3	-10.7	10.1	-20.8	-18.2	-295.5	6.3	24.5	-10.7	16.1
1	3	-223.5	22.7	5.7	5.7	-9.8	8.9	-22.5	-19.7	-200.8	5.7	25.4	-9.8	15.4
1	4	-111.8	6.3	6.4	6.4	-9.7	11.3	-6.2	-5.5	-105.4	6.4	11.8	-9.7	13.1
2	1	-894.0	10.6	31.6	31.6	-75.3	29.0	-16.3	-14.3	-883.4	45.7	45.8	-79.9	33.7
2	2	-670.5	9.8	20.2	20.2	-28.6	37.9	-21.0	-18.4	-660.7	38.4	38.6	-34.6	44.0
2	3	-447.0	9.1	6.5	6.5	-9.5	11.9	-23.3	-20.4	-437.9	26.2	26.9	-16.0	18.6
2	4	-223.5	2.3	9.5	9.5	-15.2	16.1	-6.5	-5.7	-221.2	15.0	15.2	-17.0	18.0

3	1	-894.0	5.3	32.0	32.0	-76.0	29.5	-16.8	-14.7	-888.7	46.2	46.7	-80.7	34.3
3	2	-670.5	10.3	20.1	20.1	-28.3	37.9	-21.1	-18.5	-660.2	38.5	38.6	-34.4	44.0
3	3	-447.0	12.8	6.5	6.5	-9.5	11.9	-22.5	-19.7	-434.2	26.8	26.1	-16.2	18.3
3	4	-223.5	3.7	9.4	9.4	-15.1	16.0	-6.2	-5.4	-219.8	15.1	14.8	-17.0	17.8
4	1	-447.0	-47.4	6.8	6.8	-12.6	9.8	.0	.0	-494.4	21.5	6.8	-17.5	9.8
4	2	-335.3	-29.5	6.3	6.3	-10.7	10.1	.0	.0	-364.8	24.8	6.3	-16.8	10.1
4	3	-223.5	-11.7	5.6	5.6	-9.7	8.9	.0	.0	-235.2	25.3	5.6	-16.2	8.9
4	4	-111.8	-3.3	6.2	6.2	-9.5	11.1	.0	.0	-115.0	11.6	6.2	-11.3	11.1

L E G E N D A :

NVERT	SP. NORMALE PILASTRO (CARICHI VERTICALI)
N	SP. NORMALE PILASTRO (SISMA)
TI	TAGLIO NODO INF. P.I.L. (SISMA)
TJ	TAGLIO NODO SUP. P.I.L. (SISMA)
MI	MOMEN. NODO INF. P.I.L. (SISMA)
MJ	MOMEN. NODO INF. P.I.L. (SISMA)
NTAMP	SP. NORMALE TAMPONAT. (SISMA)
HTAMP	COMP. ORIZZ. NTAMP (SISMA)
N	SP. NORMALE PILASTRO (TOT)
TI	TAGLIO NODO INF. P.I.L. (TOT)
TJ	TAGLIO NODO SUP. P.I.L. (TOT)
MI	MOMEN. NODO INF. P.I.L. (TOT)
MJ	MOMEN. NODO INF. P.I.L. (TOT)

V E R I F I C H E

=====

IPIL	ILIV	FVKV1	FVKV2	FKV1	TAUCV	SIGST	SIGCV	SIGAV
1	1	40.8	25.4	327.9	284.3	.0	6341.3	.0
1	2	52.7	32.9	423.8	336.7	.0	5740.9	-9271.1
1	3	55.6	34.6	659.5	348.5	.0	4807.8	6769.1
1	4	15.4	9.6	132.4	162.1	.0	3839.0	32512.1
2	1	42.2	26.4	290.5	297.9	.0	8418.6	.0
2	2	5.6	34.1	375.6	250.7	.0	5542.7	.0
2	3	57.5	35.8	681.8	368.7	.0	7585.0	.0
2	4	15.9	9.9	136.8	207.8	.0	5524.4	11402.6
3	1	42.5	26.5	341.6	303.1	.0	8482.6	.0
3	2	53.4	33.3	429.3	250.5	.0	5541.3	.0
3	3	55.5	34.5	658.0	368.3	.0	7496.0	.0
3	4	15.2	9.3	130.9	207.0	.0	5470.9	11012.6
4	1	.0	.0	.0	294.7	.0	7930.5	.0
4	2	.0	.0	.0	339.9	.0	6541.2	.0
4	3	.0	.0	.0	347.2	.0	5224.7	1410.9
4	4	.0	.0	.0	159.8	.0	3372.9	15853.5

L E G E N D A :

FVKV1	TENSIONE TAGLIO TAMP. SCORR. ORIZZONTALE
FVKV2	TENSIONE TAGLIO TAMP. TRAZIONE LUNGO DIAG.
FKV1	TENSIONE NORMALE TAMP. SCHIACC. SPIGOLI
TAUCV	TENSIONE TAGLIO PILASTRO
SIGST	TENSIONE TRAZIONE STAFFE (+=TRAZIONE)
SIGCV	TENSIONE NORM. PILASTRO
SIGAV	TENSIONE TRAZIONE BARRE LONGIT. (+=TRAZ.)

IPIL	ILIV	FVKV1	FVKV2	FKV1	TAUCV	SIGST	SIGCV	SIGAV
		/FKV0	/FKV0	/FK	/TAUC1	/SIGMAA	/SIGMAC	/SIGMAA
1	1	.204	.127	.273	.135	.000	.746	.000
1	2	.264	.164	.353	.160	.000	.675	-.077
1	3	.278	.173	.550	.166	.000	.566	.056
1	4	.308	.192	.110	.077	.000	.452	.271
2	1	.211	.132	.242	.142	.000	.990	.000
2	2	.213	.171	.313	.119	.000	.652	.000
2	3	.287	.179	.568	.176	.000	.892	.000
2	4	.319	.198	.114	.099	.000	.650	.095
3	1	.212	.132	.285	.144	.000	.998	.000
3	2	.267	.166	.358	.119	.000	.652	.000
3	3	.277	.173	.548	.175	.000	.882	.000
3	4	.305	.190	.109	.099	.000	.644	.092
4	1	.000	.000	.000	.140	.000	.933	.000
4	2	.000	.000	.000	.162	.000	.770	.000
4	3	.000	.000	.000	.165	.000	.615	.012
4	4	.000	.000	.000	.076	.000	.397	.132

T8 TELAIO TAMPONATO-TAMPONATURE PIENE I, II E III LIV.-PIL. INCERNIERATI

E C H O D A T I

=====

NPIL	NUMERO PILASTRI	=	4
NLIV	NUMERO LIVELLI	=	4
LNFC	LARGHEZZA INFLUENZA TELAIO	=	5.0000
HTR	ALTEZZA SEZIONE TRAVE	=	3.000
BTR	LARGHEZZA SEZIONE TRAVE	=	1.0000
EC	MODULO ELASTICO CLS	=	28500000.0000
PPSOL	PESO UNITARIO SOLAIO(INCLUSO PIL. E TAMP.)	=	4.4500
PFIN	FINITURE	=	1.0000
PACC	ACCIDENTALE	=	2.0000
SACC	COEFF. RID. SOVRACC. ACC.	=	3.300
BETA	COEFF. BETA	=	1.0000
EPSILON	COEFF. EPSILON	=	1.0000
C	COEFF. C	=	.0511
IRIL	INDICE MODELLO(=0 PIL. CONT, =1 INCERN.)	=	1
FI	COEFF. VERIFICA (S.L.=1, T.A.=2)	=	2.0000
FIBP	DIAM. BARRE LONG. PILASTRO	=	.0160
FISP	DIAM. BARRE TRASV. PILASTRO	=	.0060
PASP	PASSO STAFFE PILASTRO	=	.3000
COPR	COPRIFERRO	=	.0300
SIGMAC	TENS. AMM. COMPR. CLS	=	8500.0000
TAUC1	TENS. AMM. TAGLIO CLS	=	2100.0000
SIGMAA	TENS. AMM. ACCIAIO	=	120000.0000

IPIL	ILIV	LCAMP	HINT	BPIL	HPIL	BOOL	EM	TT	FVK0	FK
1	1	6.0	3.3	.3	.3	1	1200000.	.12	200.	1200.
1	2	6.0	3.3	.3	.3	1	1200000.	.12	200.	1200.
1	3	6.0	3.3	.3	.3	1	1200000.	.12	200.	1200.
1	4	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
2	1	6.0	3.3	.3	.6	1	1200000.	.12	200.	1200.
2	2	6.0	3.3	.3	.6	1	1200000.	.12	200.	1200.
2	3	6.0	3.3	.3	.3	1	1200000.	.12	200.	1200.
2	4	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
3	1	6.0	3.3	.3	.6	1	1200000.	.12	200.	1200.
3	2	6.0	3.3	.3	.6	1	1200000.	.12	200.	1200.
3	3	6.0	3.3	.3	.3	1	1200000.	.12	200.	1200.
3	4	6.0	3.3	.3	.3	1	330000.	.12	50.	1200.
4	1	.0	3.3	.3	.3	0	1200000.	.12	200.	1200.
4	2	.0	3.3	.3	.3	0	1200000.	.12	200.	1200.
4	3	.0	3.3	.3	.3	0	1200000.	.12	200.	1200.
4	4	.0	3.3	.3	.3	0	330000.	.12	50.	1200.

L E G E N D A :

IPIL	NUMERO PILASTRO
ILIV	NUMERO LIVELLO
LCAMP	LUCE CAMPATA
HINT	ALTEZZA INTERPIANO
BPIL	LARGHEZZA SEZIONE PILASTRO
HPIL	ALTEZZA SEZIONE PILASTRO
BOOL	INCLINAZIONE BIELLA TAMP. (\=1, /=-1, NO=0)
EM	MODULO ELASTICO TAMPONATURA

TT SPESSORE TAMPONATURA  
 FVKO RESIST. TAGLIO MURATURA  
 FK RESIST. COMPR. MURATURA

S O L L E C I T A Z I O N I

IPIL	ILIV	NVERT	NS	TIS	TJS	MIS	MJS	NTAMP	HTAMP	NTOT	TITOT	TJTOT	MITOT	MJTOT
1	1	-447.0	61.4	.0	.0	.0	.0	-42.5	-37.2	-385.6	.0	37.2	.0	12.3
1	2	-335.3	40.9	.0	.0	.0	.0	-38.5	-33.7	-294.3	.0	33.7	.0	11.1
1	3	-223.5	22.4	.0	.0	.0	.0	-29.7	-26.0	-201.1	.0	26.0	.0	8.6
1	4	-111.8	8.2	.0	.0	.0	.0	-17.1	-15.0	-103.6	.0	15.0	.0	4.9
2	1	-894.0	21.4	.0	.0	.0	.0	-42.3	-37.1	-872.6	37.2	37.1	-12.3	12.2
2	2	-670.5	19.5	.0	.0	.0	.0	-38.3	-33.6	-651.0	33.7	33.6	-11.1	11.1
2	3	-447.0	15.2	.0	.0	.0	.0	-30.4	-26.6	-431.9	26.0	26.6	-8.6	8.8
2	4	-223.5	8.5	.0	.0	.0	.0	-17.3	-15.1	-215.0	15.0	15.1	-4.9	5.0
3	1	-894.0	19.9	.0	.0	.0	.0	-43.5	-38.1	-874.1	37.1	38.1	-12.2	12.6
3	2	-670.5	17.5	.0	.0	.0	.0	-38.7	-33.9	-653.0	33.6	33.9	-11.1	11.2
3	3	-447.0	13.7	.0	.0	.0	.0	-29.7	-26.0	-433.3	26.6	26.0	-8.8	8.6
3	4	-223.5	8.0	.0	.0	.0	.0	-17.0	-14.9	-215.5	15.1	14.9	-5.0	4.9
4	1	-447.0	-40.9	.0	.0	.0	.0	.0	.0	-487.9	38.1	.0	-12.6	.0
4	2	-335.3	-22.3	.0	.0	.0	.0	.0	.0	-357.5	33.9	.0	-11.2	.0
4	3	-223.5	-8.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	-231.5	26.0	.0	-8.6	.0
4	4	-111.8	.1	.0	.0	.0	.0	.0	.0	-111.7	14.9	.0	-4.9	.0

L E G E N D A:

NVERT SF. NORMALE PILASTRO (CARICHI VERTICALI)  
 N SF. NORMALE PILASTRO (SISMA)  
 TI TAGLIO NODO INF. P.I.L. (SISMA)  
 TJ TAGLIO NODO SUP. P.I.L. (SISMA)  
 MI MOMEN. NODO INF. P.I.L. (SISMA)  
 MJ MOMEN. NODO INF. P.I.L. (SISMA)  
 NTAMP SF. NORMALE TAMPONAT. (SISMA)  
 HTAMP COMP. ORIZZ. NTAMP (SISMA)  
 N SF. NORMALE PILASTRO (TOT)  
 TI TAGLIO NODO INF. P.I.L. (TOT)  
 TJ TAGLIO NODO SUP. P.I.L. (TOT)  
 MI MOMEN. NODO INF. P.I.L. (TOT)  
 MJ MOMEN. NODO INF. P.I.L. (TOT)

V E R I F I C H E

IPIL	ILIV	FVKV1	FVKV2	FKV1	TAUCV	SIGST	SIGCV	SIGAV
1	1	107.6	67.1	864.9	510.7	.0	5949.8	.0
1	2	97.4	60.8	783.5	462.6	.0	4850.8	.0
1	3	73.4	45.7	871.0	357.3	.0	3489.4	.0
1	4	42.2	26.3	362.6	205.4	.0	1888.2	.0
2	1	109.8	68.6	755.0	241.9	.0	5130.2	.0
2	2	99.4	62.1	683.6	219.1	.0	3921.4	.0
2	3	75.0	46.7	890.4	365.3	.0	5784.2	.0
2	4	42.6	26.5	366.2	207.5	.0	2988.3	.0
3	1	110.1	68.7	885.2	247.6	.0	5151.8	.0
3	2	97.9	61.1	787.1	220.2	.0	3934.0	.0
3	3	73.2	45.6	868.7	365.3	.0	5798.2	.0
3	4	42.0	26.1	360.7	207.5	.0	2993.8	.0
4	1	.0	.0	.0	522.7	.0	7002.5	.0
4	2	.0	.0	.0	464.8	.0	5479.1	.0
4	3	.0	.0	.0	356.4	.0	3783.8	.0
4	4	.0	.0	.0	204.3	.0	1962.9	.0

L E G E N D A:

FVKV1 TENSIONE TAGLIO TAMP. SCORR. ORIZZONTALE  
 FVKV2 TENSIONE TAGLIO TAMP. TRAZIONE LUNGO DIAG.  
 FKV1 TENSIONE NORMALE TAMP. SCHIACC. SPIGOLI  
 TAUCV TENSIONE TAGLIO PILASTRO  
 SIGST TENSIONE TRAZIONE STAFFE (+=TRAZIONE)  
 SIGCV TENSIONE NORM. PILASTRO  
 SIGAV TENSIONE TRAZIONE BARRE LONGIT. (+=TRAZ.)

IPIL	ILIV	FVKV1 /FVKO	FVKV2 /FVKO	FKV1 /FK	TAUCV /TAUC1	SIGST /SIGMAA	SIGCV /SIGMAC	SIGAV /SIGMAA
1	1	.538	.335	.721	.243	.000	.700	.000
1	2	.487	.304	.653	.220	.000	.571	.000
1	3	.367	.229	.726	.170	.000	.411	.000
1	4	.844	.525	.302	.098	.000	.222	.000
2	1	.549	.343	.629	.115	.000	.604	.000
2	2	.497	.311	.570	.104	.000	.461	.000
2	3	.375	.234	.742	.174	.000	.680	.000
2	4	.852	.531	.305	.099	.000	.352	.000
3	1	.850	.343	.738	.118	.000	.606	.000
3	2	.489	.305	.656	.105	.000	.463	.000
3	3	.366	.228	.724	.174	.000	.682	.000
3	4	.840	.523	.301	.099	.000	.352	.000
4	1	.000	.000	.000	.249	.000	.824	.000
4	2	.000	.000	.000	.221	.000	.645	.000
4	3	.000	.000	.000	.170	.000	.445	.000
4	4	.000	.000	.000	.097	.000	.231	.000

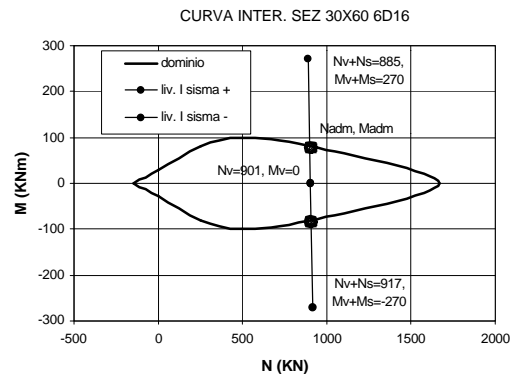
## 7. APPENDICE: CALCOLO APPROSSIMATO DI $C_0$

Il ragionamento è svolto con riferimento ad una verifica alle tensioni ammissibili, ma è immediatamente estensibile anche alle verifiche agli stati limite ultimi. Prima di introdurre un metodo semplificato per la determinazione di  $C_0$ , è opportuno illustrare il procedimento rigoroso mediante un esempio. La descrizione completa dell'esempio, consistente in un telaio di 4 piani e 3 campate, è riportata in 6. Ora interessa soltanto studiare il percorso di carico dei pilastri più sollecitati. Il grafico di Figura 7.1 rappresenta il dominio di interazione alle tensioni ammissibili (con  $\sigma_{c,adm} = 8.5 \text{ N/mm}^2$  e  $\sigma_{a,adm} = 120 \text{ N/mm}^2$ ) di uno dei due pilastri interni del telaio, al primo livello, di dimensioni  $30 \times 60 \text{ cm}$ , armato con 6 barre del diametro di 16 mm. Lo stato di sollecitazione indotto dai carichi verticali è una

pressione praticamente centrata  $N_v=901 \text{ KN}$  (punto al centro del dominio). Applicando le forze statiche equivalenti al sisma (con  $C=0.14$ ,  $R=1$ ,  $\epsilon=1$ ,  $\beta=1$ ,  $I=1$ ) si ottiene uno sforzo normale di  $N_s=\pm 16 \text{ KN}$  ed un momento flettente  $M_s=\pm 270 \text{ KNm}$ . Sommando queste sollecitazioni con quelle dovute ai carichi verticali, si ottengono gli altri punti riportati in figura ( $N_v+N_s$ ,  $M_v+M_s$ ). Dal diagramma sono immediatamente ricavabili le sollecitazioni ammissibili  $N_{adm}$ ,  $M_{adm}$ , ottenibili come intersezione del percorso di carico con il dominio di interazione. A questo punto si

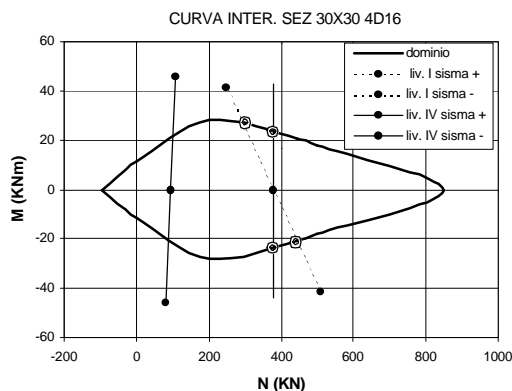
ricava il cercato valore di  $C_0 = M_{adm}/M_s C_{rif}$ . Dal diagramma si nota come non è, in effetti, necessario disegnare l'intero dominio di interazione, dal momento che il percorso di carico è tale che lo sforzo normale rimane pressoché costante (pari a  $N_v$ ), mentre varia solo il momento flettente (che passa da 0 a  $M_s$ ). In queste condizioni, è sufficiente, con buona approssimazione, calcolare solo il momento  $M_{adm}$  corrispondente a  $N_{adm}=N_v$  per ricavare il cercato valore di  $C_0$ .

Passiamo ora ad esaminare il percorso di carico dei pilastri esterni. Il grafico di Figura 7-2 rappresenta il dominio di interazione alle tensioni ammissibili (con  $\sigma_{c,adm} = 8.5 \text{ N/mm}^2$  e  $\sigma_{a,adm} = 120 \text{ N/mm}^2$ ) di un pilastro  $30 \times 30 \text{ cm}$ , armato con 4 barre del diametro di 16 mm. Nel diagramma sono riportati i percorsi di carico relativi al primo ed al quarto livello. Lo stato di sollecitazione indotto dai carichi verticali non è in generale una pressione centrata, come nel caso precedente, a causa del momento trasmesso dalla campata esterna della trave. Allo scopo di semplificare il calcolo e tenendo conto del fatto che detto momento non è essenziale all'equilibrio sotto carichi verticali, esso viene trascurato, riconducendosi ad un punto sull'asse dei momenti. Applicando le forze statiche equivalenti al sisma (con  $C=0.14$ ,  $R=1$ ,  $\epsilon=1$ ,  $\beta=1$ ,  $I=1$ ) si ottiene uno sforzo normale aggiuntivo ed un momento flettente. Sommando



**Figura 7.1: Percorso di carico tipico dei pilastri interni**





**Figura 7.2: Percorso di carico tipico dei pilastri esterni**

queste sollecitazioni con quelle dovute ai carichi verticali, si ottengono gli altri punti riportati in figura. Si osserva che per il pilastro all'ultimo livello l'incremento di sforzo normale è trascurabile e quindi valgono le considerazioni fatte per il pilastro 30 x 60. Il pilastro al primo livello, invece, sperimenta un incremento non trascurabile di sforzo normale. Volendo applicare anche in questo caso la semplificazione precedente, si commette un errore, che può non essere in favore di sicurezza. In questo caso si può dire che, se la variazione di sforzo normale dovuta al sisma non supera il 10-20% dello

### 7.1. PILASTRI SENZA TAMPONATURE

Per questi elementi è necessario calcolare: momento ammissibile  $M_{adm}$  (corrispondente ad uno sforzo normale pari a quello sotto carichi verticali) e taglio ammissibile  $T_{adm}$ . A questo punto è possibile determinare il meccanismo di collasso, scalando le sollecitazioni ottenute dall'analisi fino a raggiungere le sollecitazioni ammissibili negli elementi prescelti. Per esempio, se il taglio in un pilastro calcolato con  $C=C_{rif}$  vale  $T^{(1)}$ , il valore di  $C_0$  ad esso associato vale  $C_0^{(1)} = T_{adm} / T^{(1)} C_{rif}$ , dove si è tenuto conto che, sotto carichi verticali, anche il taglio è nullo, avendo ipotizzato che sia nullo il momento flettente. Analogamente, sempre assumendo nullo il momento sotto carichi verticali, se il momento in un pilastro calcolato con  $C=C_{rif}$  vale  $M^{(2)}$ , il valore di  $C_0$  ad esso associato vale  $C_0^{(2)} = M_{adm} / M^{(2)} C_{rif}$ . Il calcolo deve essere ripetuto per i pilastri più sollecitati ai vari livelli. E' immediato valutare:

$$C_0 = \min [C^{(1)}, C^{(2)}, \dots, C^{(n)}]$$

### 7.2. PILASTRI CON TAMPONATURE

In questo caso i pilastri collaborano con i pannelli come i correnti tesi e compressi di una trave reticolare (comportamento ancora più evidente se si sceglie di modellarli come bielle). Ci si attende, allora, che le azioni orizzontali provochino essenzialmente un incremento ovvero un decremento dello sforzo normale (si è deciso di trascurare il momento flettente dovuto ai verticali). In queste condizioni il percorso di carico nel piano N-M si snoda tutto sull'asse N (a meno delle considerazioni seguenti), per cui è sufficiente calcolare lo sforzo normale ammissibile, di compressione o di trazione,  $N_{adm}$  (corrispondente ad un momento flettente nullo), oltre naturalmente al taglio ammissibile  $T_{adm}$ . In realtà, come si vedrà in seguito, la normativa prevede di verificare il pilastro con un momento flettente aggiuntivo, proporzionale allo sforzo di compressione nella biella di tamponatura. Pertanto, tenendo conto della forma tipica del dominio di interazione di una sezione in calcestruzzo armato e dell'ordine di grandezza di questo momento aggiuntivo, è necessario operare una riduzione di circa il 20% di  $N_{adm}$  calcolato per compressione o trazione semplice. In tal modo si tiene conto del fatto che il

percorso di carico nel piano N-M non si snoda proprio lungo l'asse N, ma è leggermente inclinato. A tal fine nelle verifiche si potrà utilizzare  $N_{adm}^* = 0.8 N_{adm}$ .

E' necessario valutare per i pannelli la componente orizzontale dello sforzo normale nel puntone che ne provoca il collasso secondo i tre meccanismi previsti dalla Circolare [2], scegliendo il valore minimo  $H_{adm}$ . Le espressioni sono, per comodità, riportate di seguito. Nella espressione della azione ammissibile per lo scorrimento orizzontale è stato esplicitato il termine  $H_{adm}$ , che nella Circolare compare anche sotto radice.

- *Azione ammissibile per lo scorrimento orizzontale:*

$$H_{adm} = \frac{lt f_{vk0}[0.8h/l-0.2]}{3\mathbf{f}^2} \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{9\mathbf{f}^2}{[0.8h/l-0.2]^2}} \right]$$

- *Azione ammissibile a trazione lungo la diagonale:*

$$H_{adm} = \frac{f_{vk0}}{0.6\mathbf{f}} lt$$

- *Azione ammissibile per schiacciamento degli spigoli:*

$$H_{adm} = 0.8 \frac{f_k}{\mathbf{f}} \cos^2 \theta \sqrt[4]{\frac{E_c}{E_m} I} ht^3$$

Nelle formule scritte, oltre alle dimensioni h (altezza), l (larghezza) t (spessore) del pannello murario sono state indicate le seguenti grandezze:

- $H_{adm}$  = forza sismica ammissibile (o ultima) agente sull'elemento di muratura (componente orizzontale della forza agente nel puntone equivalente);
- $f_{vk0}$  = resistenza caratteristica a taglio della muratura in assenza di carichi verticali;
- $f_k$  = resistenza caratteristica a compressione della muratura;
- $\theta$  = angolo della diagonale del pannello rispetto all'orizzontale;
- $\phi$  = fattore di riduzione delle tensioni: per verifiche alle tensioni ammissibili equivale a 2; per verifiche agli stati limite equivale a 1;
- $E_c$  = modulo di elasticità del calcestruzzo;
- $E_m$  = modulo di elasticità della muratura;
- $I$  = momento di inerzia della sezione trasversale del pilastro calcolato rispetto al suo asse ortogonale al piano della tamponatura (in caso di pilastri di diversa sezione si assume il valore medio dei due momenti di inerzia).

A questo punto è possibile determinare il meccanismo di collasso, scalando le sollecitazioni ottenute dall'analisi fino a raggiungere le sollecitazioni ammissibili negli elementi prescelti. Per esempio, se la componente orizzontale dello sforzo normale in un pannello, calcolata con  $C=C_{rif}$ , vale  $H^{(1)}$ , il valore di  $C_0$  ad esso associata vale  $C_0^{(1)} = H_{adm} / H^{(1)} C_{rif}$

In questo caso, affinché si verifichi questa modalità di collasso, bisogna verificare che il pilastro sia in grado di trasmettere il carico al pannello; si dovrà allora valutare anche

$$C_0^{(2)} = T_{adm} / [T^{(1)} + H^{(1)}] C_{rif} \quad C_0^{(3)} = [N_{adm}^* - N_v] / N^{(1)} C_{rif}$$

dove si è indicato con  $T^{(1)}$  ed  $N^{(1)}$  le sollecitazioni di taglio e sforzo normale dovute al sisma nel pilastro più sollecitato riquadrante il pannello su cui è stato calcolato  $H^{(1)}$ , mentre  $N_v$  rappresenta lo sforzo normale nel pilastro sotto i carichi verticali. Anche in questo caso è immediato valutare:

$$C_0 = \min [C^{(1)}, C^{(2)}, \dots, C^{(n)}]$$



## 8. APPENDICE: MODELLAZIONE DELLE TAMPONATURE

Nel seguito si riportano alcune informazioni utili alla caratterizzazione del comportamento di pannelli di tamponatura inseriti in telai di calcestruzzo armato, ai fini della determinazione della resistenza e deformabilità del materiale e dell'influenza delle aperture, riquadrate e non [L6, L7, L8].

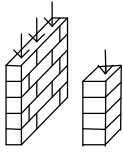
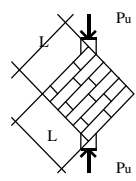
Una necessaria premessa merita la trattazione svolta in questa Appendice in relazione ai criteri di modellazione delle tamponature riportati nella Circolare [N2], in cui cautelativamente si considerano inefficaci le tamponature di snellezza superiore a 20 e con presenza di aperture. Tenendo conto che nelle zone interessate dalla ricostruzione la maggior parte delle tamponature è del tipo a cassa vuota con fori orizzontali, di snellezza superiore a quella tollerata dalla normativa, molto spesso con aperture, si dovrebbe concludere che nelle stragrande maggioranza dei casi le verifiche dello stato di fatto (calcolo di  $C_0$ ) devono essere fatte a telaio nudo.

Se questo approccio è senz'altro condivisibile negli interventi di adeguamento, troppo penalizzante sembra in caso di miglioramento, soprattutto in riferimento ad edifici di 1-2 piani, e con struttura regolare. In questi casi, infatti, è largamente riconosciuto il ruolo svolto dal tipo di tamponature citato nella collaborazione con il telaio alla resistenza ad azioni orizzontali.

Pertanto si è cercato di adottare un approccio che, da una parte, consentisse di far collaborare le tamponature esistenti e, dall'altro, rispettasse i principi contenuti nella citata Circolare, con riferimento alla snellezza ed alla presenza di aperture. Per fare ciò, si è ritenuto corretto non considerare reagenti i pannelli di tamponature di spessore inferiore a 12 cm, mentre la presenza di apertura e l'eventuale rinforzo armato giocano come riduzione della rigidezza e della resistenza della biella equivalente. Questo approccio è dettagliatamente descritto nel seguito.

### 8.1. CARATTERIZZAZIONE DELLA MURATURA

Per analisi sismiche di edifici intelaiati in c.a., nei quali sia presente la muratura di tamponamento, si richiede una corretta e completa caratterizzazione della stessa mediante adeguati parametri di resistenza. I parametri necessari a questa caratterizzazione sono la resistenza a

MODALITA' DI CARICO	TIPO DI PROVA	PARAMETRO DETERMINATO
	COMPRESSIONE ASSIALE SU PROVINI O PRISMI	RESISTENZA DI BASE A COMPRESSIONE $f_k$
	COMPRESSIONE DIAGONALE SU PROVINI	RESISTENZA DI BASE AL TAGLIO $f_{vk0} = \frac{0.707 P_u}{t L}$

**Figura 8.1: Determinazione sperimentale parametri meccanici della tamponatura**

compressione  $f_k$  e a taglio  $f_{vk0}$ . In generale è opportuno effettuare apposite prove sperimentali, mediante lo schema riportato in Figura 8.1.

Nel caso di muratura nuova, in mancanza di dati sperimentali, si può fare riferimento al D.M. 20.11.87 [N5], in base al quale si può stimare anche il modulo elastico con la formula  $E_m = 1000 f_k$ .

Per le murature preesistenti non consolidate e consolidate (escluse quelle nuove), sempre in mancanza di determinazioni sperimentali, ci si può riferire alla Circolare n. 21745 [N6], stabilendo le relazioni  $f_k = \sigma_k$ ,  $f_{vk0} = \tau_k$  (Tab. 1, Cap. 2, Parte I) ed  $E_m = 6600 \tau_k$ .

Per le tamponature a cassa vuota in laterizi forati con fori disposti orizzontalmente, di caratteristiche non contemplate in riferimenti legislativi, in mancanza di determinazioni sperimentali, si suggeriscono valori cautelativi di  $\tau_k = 0.05 \text{ N/mm}^2$  e  $\sigma_k = 1.2 \text{ N/mm}^2$ ,  $E_m = 330 \text{ N/mm}^2$ <sup>3</sup>.

## 8.2. TAMPONATURE CON APERTURE

Rispetto al caso di tamponatura piena, le aperture causano in generale i seguenti effetti sul sistema telaio tamponato:

- riduzione della resistenza;
- riduzione della rigidezza, in riferimento ai diversi stati di deformazione;
- diminuzione del carico relativo alla fessurazione iniziale, con comparsa prematura di fessure in conseguenza della concentrazione di tensioni negli angoli delle aperture;
- accelerazione del degrado e della perdita di integrità del pannello, condizionato all'assenza di rinforzi adeguati al contorno delle aperture;
- diminuzione della capacità di dissipazione dell'energia.

Tra i numerosi parametri che influenzano la riduzione della resistenza e della rigidezza delle tamponature con aperture, si possono considerare i seguenti:

- relazione percentuale tra superficie dell'apertura e superficie del pannello

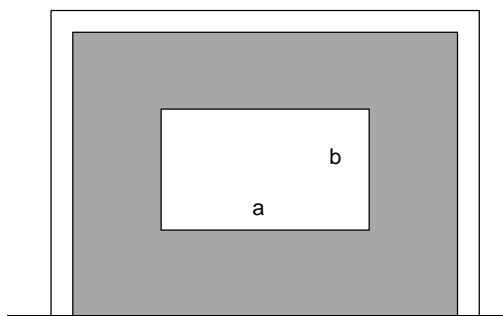
$$A_a = 100 a b / h l$$

- relazione percentuale tra larghezza dell'apertura e larghezza del pannello

$$A_c = 100 a / l$$

(dove a e b sono la larghezza e l'altezza dell'apertura, l ed h sono la larghezza e l'altezza del pannello, vedi Fig. 8.2)

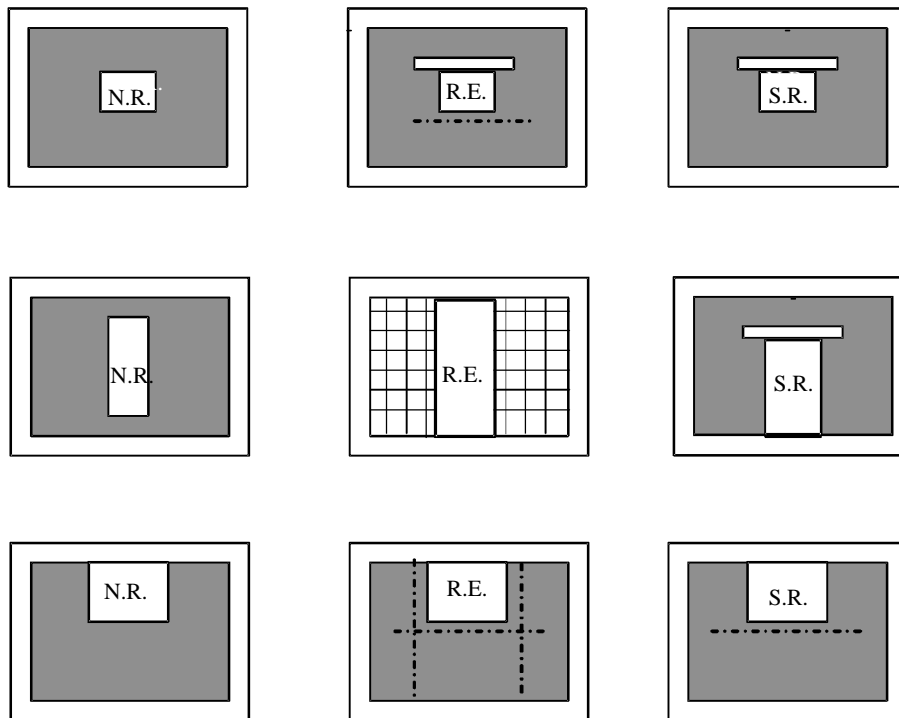
- presenza e tipo di rinforzo (vedi Fig. 8.3):
  - NR: apertura non rinforzata (quando non esistono elementi di c.a. o profili metallici su nessun lato dell'apertura)
  - SR: apertura semirinforzata (quando esiste almeno un'architrave di c.a. o metallico sul lato superiore dell'apertura)



**Figura 8.2: Dimensioni delle aperture**

<sup>3</sup> Questi valori sono stati desunti dall'analisi della non vasta letteratura sull'argomento e di alcune prove sperimentali. Essi sono da considerarsi applicabili in assenza di carenze evidenti come la non riquadratura nei telai in c.a. e l'assenza di malta sui giunti verticali degli elementi.

- RE: apertura rinforzata (quando almeno due lati opposti presentano rinforzi, in c.a., in profili metallici o con barre di armatura).



**Figura 8.3: Schemi illustrativi delle condizioni di rinforzo delle aperture**

Affinché possa essere considerato efficace, un pannello con aperture deve cautelativamente rispettare le seguenti limitazioni:

$$A_a \leq 25\% \quad A_c \leq 40\%$$

Per l'applicazione del modello di biella equivalente descritto nel par. 3.2.3 al caso di tamponature con aperture, si definisce un coefficiente di riduzione  $r_{ac}$  della resistenza e della rigidezza in funzione di  $A_a$ ,  $A_c$ , NR, SR, RE:

$$\text{NR: } r_{ac} = 0.78e^{-0.322 \ln A_a} + 0.93e^{-0.762 \ln A_c}$$

$$\text{SR: } r_{ac} = 1.04e^{-0.322 \ln A_a} + 1.51e^{-0.762 \ln A_c}$$

$$\text{RE: } r_{ac} = 1.25e^{-0.322 \ln A_a} + 1.97e^{-0.762 \ln A_c}$$

I limiti di applicazione di queste espressioni sono:

$$r_{ac} \leq 1, A_a \leq 25\%, A_c \leq 40\% .$$

Comunque, quando l'apertura si estende attraverso l'intera larghezza o altezza del campo del pannello di tamponatura, non se ne deve tenere conto come elemento resistente. Inoltre particolare attenzione deve essere posta ai casi come quello riportato in Fig. 8.4, specialmente per gli edifici costruiti in assenza di normativa sismica, in cui le sollecitazioni di taglio vengono trasferite in zone non predisposte con idonea armatura.

Nella Tabella 8.1 è riportato il valore del coefficiente riduttivo per le diverse condizioni di rinforzo. Il coefficiente di riduzione  $r_{ac}$  si applica sia alla rigidezza che alla resistenza della

biella di tamponatura, mediante le relazioni seguenti:

- larghezza ridotta della biella  $w^* = r_{ac} w = 0.1 r_{ac} d$
- resistenza ridotta a taglio e a compressione della tamponatura

$$f_{vk0}^* = r_{ac} f_{vk0} \quad f_k^* = r_{ac} f_k$$

dove, come già detto, si è indicata con  $d$  la lunghezza della diagonale del campo in cui è inserita la tamponatura.



**Figura 8-4: Disposizione non corretta della tamponatura**

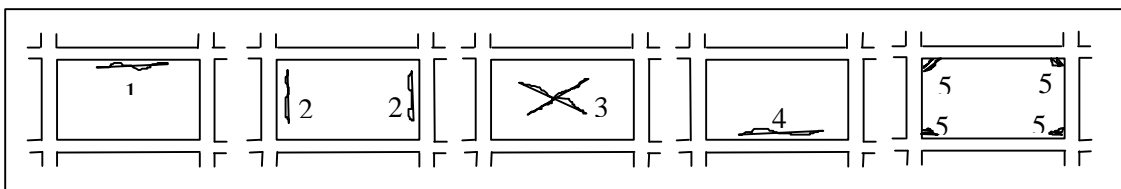
NR		A <sub>c</sub> (%)							
		5	10	15	20	25	30	35	40
A <sub>a</sub> (%)	5	0.74	0.63	0.58	0.56	0.54	0.53	0.53	0.52
	10	0.64	0.53	0.49	0.47	0.45	0.44	0.43	0.43
	15	0.60	0.49	0.44	0.42	0.41	0.40	0.39	0.38
	20	0.57	0.46	0.42	0.39	0.38	0.37	0.36	0.35
	25	0.55	0.44	0.39	0.37	0.36	0.35	0.34	0.33

SR		A <sub>c</sub> (%)							
		5	10	15	20	25	30	35	40
A <sub>a</sub> (%)	5	1.00	0.88	0.81	0.77	0.75	0.73	0.72	0.71
	10	0.94	0.76	0.69	0.65	0.63	0.61	0.60	0.59
	15	0.88	0.70	0.63	0.59	0.56	0.55	0.54	0.53
	20	0.84	0.66	0.59	0.55	0.53	0.51	0.50	0.49
	25	0.81	0.63	0.56	0.52	0.50	0.48	0.47	0.46

RE		A <sub>c</sub> (%)						
		10	15	20	25	30	35	40
A <sub>a</sub> (%)	5	1.00	0.99	0.95	0.91	0.89	0.88	0.86
	10	0.94	0.85	0.80	0.77	0.74	0.73	0.71
	15	0.86	0.77	0.72	0.69	0.67	0.65	0.64
	20	0.82	0.73	0.68	0.65	0.62	0.61	0.59
	25	0.78	0.69	0.64	0.61	0.59	0.57	0.56

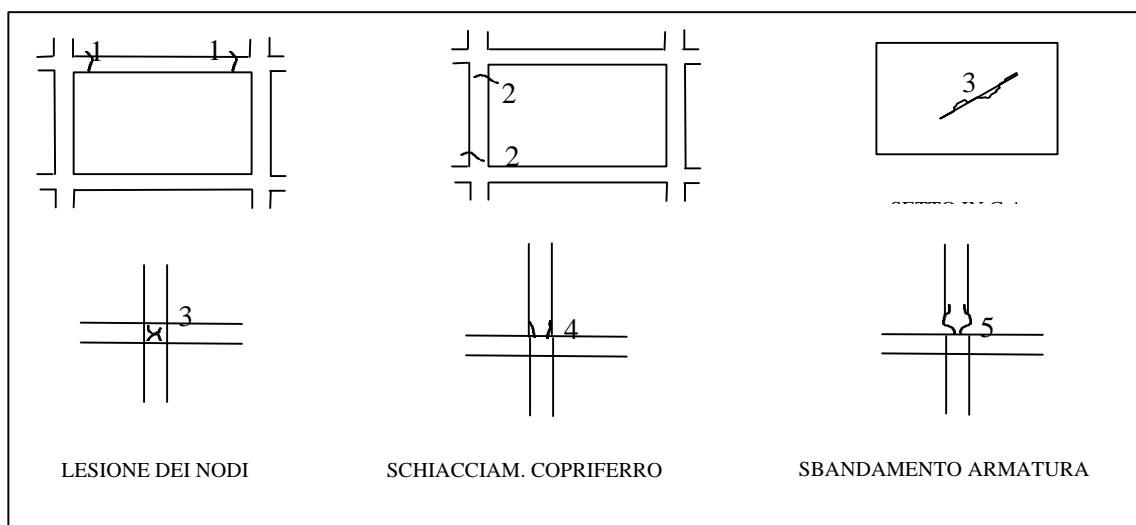
**Tabella 8-1: Coefficiente di riduzione  $r_{ac}$**

## 9. APPENDICE: SCHEMI DI RICONOSCIMENTO DELLA GRAVITA' DEL DANNO



LIVELLO DI DANNO	AMPIEZZA LESIONI ( mm )				
	tipo 1	tipo 2	tipo 3	tipo 4	tipo 5
A = nessuno	0	0	0	0	0
B = lieve	≤ 2	≤ 2	≤ 1	0	0
C = medio	≤ 5	≤ 5	≤ 2	≤ 1	sintomi schiacc.
D = grave	≤ 10	≤ 10	≤ 5	≤ 2	presenza “
E = gravissimo	> 10	> 10	> 5	> 2	notevole “
F = totale	danno totale	(distruzione)	crolli parziali	estesi	

**Tabella 9-1: Schemi per riconoscimento gravità del danno (tamponature e tramezzi)**



LIVELLO DI DANNO	AMPIEZZA LESIONI ( mm )				
	tipo 1	tipo 2	tipo 3	tipo 4	tipo 5
A = nessuno	0	0	0	0	0
B = lieve	≤ 2	≤ 1	0	---	---
C = medio	≤ 4	≤ 3	≤ 1	schiacc. possibile sul coprif.	---
D = grave	≤ 6	> 3	≤ 3	schiacc. evidente sul coprif.	inizio
E = gravissimo	> 6	---	> 3	schiacc. compl. coprif. e parz. nucleo	forte
F = totale	danno totale (distruzione)				

**Tabella 9-2: Schemi per riconoscimento della gravità del danno nelle strutture portanti**





## 10.BIBLIOGRAFIA

- [N1] Decreto Min. LL.PP. 16.1.96: Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- [N2] Circolare Min. LL.PP. 10.4.97 n.65: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16.1.96
- [N3] Deliberazioni della Giunta Regionale dell'Umbria 14.9.98 n. 5180 e della Giunta Regionale delle Marche 14.9.98 n. 2153: Eventi sismici del 12 maggio, 26 settembre 1997 e successivi – Modalità e procedure per la concessione dei contributi previsti all'art. 4 della L. n. 61/98 – Allegato B
- [N4] Decreto Min. LL.PP. 9.1.96: Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- [N5] Decreto Min. LL.PP. 20.11.87: Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento.
- [N6] Circolare Min. LL.PP. n. 21745 del 30.7.81: Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma
- [L1] Associazione Nazionale di Ingegneria Sismica e Servizio Sismico Nazionale: Commentario al D.M. 16.1.96 ed alla Circ. n. 65 del 10.4.97 del Ministero LL.PP. (coord. F. Braga), 1998
- [L2] Applied Technology Council: Evaluating the seismic resistance of existing buildings, California, 1987
- [L3] Federal Emergency Management Agency: Seismic Rehabilitation of Buildings – Issues Identification and resolutions, USA, 1992
- [L4] Federal Emergency Management Agency: NEHRP Handbook for the seismic evaluation of existing buildings, USA, 1992
- [L5] Federal Emergency Management Agency: NEHRP Handbook of techniques for the seismic evaluation of existing buildings, USA, 1992
- [L6] Bertoldi S.H., Decanini L.D. e Gavarini C.: Telai tamponati soggetti ad azioni sismiche: un modello semplificato. Confronto sperimentale e numerico. In *Atti del 6° Conv. Naz. Ing. Sism. It.*, Perugia 1993.
- [L7] D'Asdia P., Palombini F.: La modellazione della tamponatura secondo lo schema di puntone equivalente nell'analisi dei telai soggetti a forze orizzontali. In *Atti del 6° Conv. Naz. Ing. Sism. It.*, Perugia 1993.
- [L8] Decanini L.D., Gavarini C., Bertoldi S.H. e Mollaioli F.: Modelo simplificado de paneles de mamposteria con aberturas incluidos en marcos de concreto reforzado y metalicos. Comparacion y calibracion con resultados experimentales y numericos” 9<sup>th</sup> International Seminar on Earthquake Prognostics, San José, Costa Rica, September 1994.
- [L9] CNR/GNDT-IRRS e SSN: Rapporto conclusivo sulla valutazione degli effetti di

amplificazione dinamica locale delle località campione più danneggiate dalla sequenza di terremoti dell'Umbria-Marche 1997-1998. A cura di F. Pergalani e R. Romeo, 1998.

- [L10] Stafford-Smith B.S. Behaviour of square infilled frames. In: *Proc. ASCE Str. Div.*, **92**, n. S.T.1, 1966.
- [L11] Vintzeleou E., Tassios. T.P. Seismic behaviour and design of infilled RC frames. In: *Europ. Earthq. Eng.*, **2**, 1989.





## ERRATA CORRIGE

**Pag. 40** (Pag. 30 nella numerazione originale) file **SIS97-1.PDF** - prima formula in alto: aggiungere il coefficiente di struttura  $\beta$  al denominatore del secondo membro dell'uguaglianza

<b>ERRATA</b>	<b>CORRIGE</b>
$C_0, C_{\text{fin}} = \frac{a_o \tau_k}{\delta q N} \sqrt{1 + \frac{q N}{1.5 a_o \tau_k (1 + \gamma)}}$	$C_0, C_{\text{fin}} = \frac{a_o \tau_k}{\beta \delta q N} \sqrt{1 + \frac{q N}{1.5 a_o \tau_k (1 + \gamma)}}$