



USSN

*CONVENZIONE TRA IL DIPARTIMENTO PROTEZIONE CIVILE
UFFICIO SERVIZIO SISMICO NAZIONALE
E L'UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DELLA BASILICATA*



MANUALE DELLE OPERE PROVVISORIE URGENTI POST-SISMA

M. Dolce (coordinatore scientifico),
D.Liberatore, C. Moroni, G. Perillo, G. Spera, A. Cacosso
(Università degli studi della Basilicata)



Responsabile progetto per l'Amm.ne:
Sabato Sergio – USSN DPC

Realizzazione CD:
Giovanni Lagorio – USSN DPC

Commissione di verifica:
Angelo Pizza – USSN DPC
Massimiliano Severino – U
DPC
Mario Bellizzi – VV.F.

INDICE

Le foto di copertina:
Foto 1: Toponomastica del Vomero (NA) dal
1775;
Foto 2: Sicilia, terremoto del 1908

INDICE

PREMESSA

INTRODUZIONE

Riferimenti Bibliografici

MATERIALI

2.1 Legno

2.1.1 Ritiro, rigonfiamento e comportamento visco-elastico

2.1.2 Durabilità naturale e durata in opera dei legnami

2.1.3 Curve di stabilità degli elementi in legname sottoposti a carico di punta

2.2 Acciaio

2.2.1 Acciaio per carpenteria metallica

2.2.2 Tiranti in barre

2.2.3 Funi in acciaio

2.2.4 Reggette – Nastro per CAM

2.2.5 Ossidazione degli elementi metallici

2.2.6 Messa a terra

2.3 Cemento Armato e Muratura

2.4 Materiali innovativi

Riferimenti Bibliografici

TIPOLOGIE EDILIZIE E MECCANISMI DI DANNEGGIAMENTO

3.1 Classificazione delle tipologie degli edifici in muratura

3.2 Classificazione delle tipologie degli edifici in c.a.

3.3 Tipologia ed entità del danno

3.4 Meccanismi di danneggiamento negli edifici in muratura

3.5 Meccanismi di danneggiamento negli edifici in c.a.

Riferimenti Bibliografici

INTERVENTO DI MESSA IN SICUREZZA; IN RELAZIONE ALLA TIPOLOGIA DI COLLASSO

4.1 Puntelli

4.2 Catene e Cerchiature

4.3 Speroni e Contrafforti

4.4 Centinature di Archi e Volte

4.5 Cerchiaggio locale di elementi strutturali

4.6 Tipologie di presidio per gli edifici in muratura

Riferimenti Bibliografici

PUNTELLI VERTICALI

5.1 Presupposti e scopi

5.2 Vantaggi e Svantaggi

5.3 Stato dell'arte

5.3.1 Puntelli singoli o doppi in legname

5.3.2 Tamponatura in muratura

5.3.3 Puntelli in acciaio

5.4 Materiali, attrezzature e fasi esecutive

5.4.1 Singolo puntello in legno

5.4.2 Doppio puntello in legno

5.4.3 Puntello in muratura

5.5 Procedura di dimensionamento

5.5.1 Determinazione del carico

- 5.5.2 Determinazione della sezione
- 5.5.3 Esempio numerico
- 5.6 Controlli
- 5.7 Tabelle di dimensionamento
- 5.7.1 Esempio di applicazione delle tabelle
- Riferimenti Bibliografici

PUNTELLI INCLINATI

- 6.1 Presupposti e scopi
- 6.2 Vantaggi e Svantaggi
- 6.3 Stato dell'arte
- 6.3.1 Puntelli singoli di solo ritegno o a fasci
- 6.3.2 Sistema triangolare di solo ritegno
- 6.3.3 Puntelli singoli di sostegno e ritegno
- 6.3.4 Collegamento degli elementi delle puntellature in legno
- 6.4 Materiali, attrezzature e fasi esecutive
- 6.4.1 Legno
- 6.4.2 Acciaio
- 6.5 Procedura di dimensionamento
- 6.5.1 Calcolo delle forze sismiche
- 6.5.2 Puntelli di sostegno e ritegno
- 6.5.2.1 Verifica che non tiene conto dell'attrito e della coesione
- 6.5.2.2 Verifica che tiene conto dell'attrito
- 6.5.2.3 Verifica che tiene conto della coesione
- 6.5.2.4 Puntelli di sostegno e ritegno multipli, a fasci convergenti o paralleli
- 6.5.3 Puntelli di solo ritegno
- 6.5.4 Sistemi reticolari di ritegno e sostegno
- 6.5.4.1 Cenni sui fasci di puntelli e dissesto da rotazione
- 6.5.5 Determinazione della sezione
- 6.5.6 Esempio Numerico
- 6.6 Ottimizzazione dell'intervento
- 6.6.1 Materiali, attrezzature e fasi esecutive
- 6.6.2 Procedura di dimensionamento
- 6.6.2.1 Dimensionamento dei puntelli
- 6.6.2.2 Dimensionamento dei tiranti
- 6.6.2.3 Dimensionamento delle travi inferiori di ancoraggio
- 6.7 Controlli 119
- 6.8 Tabelle di dimensionamento
- 6.8.1 Esempio di applicazione delle tabelle
- Riferimenti Bibliografici

CENTINE PER ARCHI E VOLTE

- 7.1 Presupposti e scopi 196
- 7.2 Vantaggi e Svantaggi
- 7.3 Stato dell'arte
- 7.3.1 Presidio localizzato
- 7.3.2 Presidio generalizzato in legno
- 7.3.2.1 Nuclei murari
- 7.4 Materiali,attrezzature e fasi esecutive
- 7.4.1 Centinatura in legno
- 7.4.2 Nuclei murari
- 7.4.3 Specifiche tecniche
- 7.4.3.1 Centinatura in legno
- 7.4.3.2 Nuclei in muratura

- 7.5 Procedura di dimensionamento
 - 7.5.1 Centine in legno
 - 7.5.1.1 Dimensionamento dei dossali
 - 7.5.1.2 Dimensionamento delle travi di perimetro (del profilo superiore)
 - 7.5.1.3 Calcolo di una intelaiatura di centina.
 - 7.5.2 Esempio numerico
- 7.6 Controlli
 - 7.6.1 Centinatura in legno
 - 7.6.2 Nuclei in muratura
- Riferimenti Bibliografici

TIRANTI METALLICI O CATENE

- 8.1 Presupposti e scopi
- 8.2 Vantaggi e Svantaggi
- 8.3 Stato dell'arte
- 8.4 Materiali, attrezzature e fasi esecutive
 - 8.4.1 Catena in acciaio post-tesa
- 8.5 Procedura di dimensionamento
 - 8.5.1 Verifica della catena
 - 8.5.2 Verifica del muro
 - 8.5.3 Tesatura delle catene
 - 8.5.3.1 Allungamento a caldo
 - 8.5.3.2 Allungamento a freddo
 - 8.5.3.3 Sbalzi termici
 - 8.5.4 Esempio numerico
- 8.6 Ottimizzazione dell'intervento
 - 8.6.1 Materiali, attrezzature e fasi esecutive
 - 8.6.1.1 Realizzazione di catene mediante funi in acciaio ad alta resistenza
 - 8.6.1.2 Realizzazione di catene binate orizzontali con il sistema CAM
 - 8.7 Controlli
 - 8.8 Tabelle di dimensionamento
 - 8.8.1 Esempio di applicazione delle tabelle
- Riferimenti Bibliografici

INTERVENTI DI CERCHIATURA

- 9.1 Presupposti e Scopi
- 9.2 Vantaggi e Svantaggi
- 9.3 Stato dell'arte
- 9.4 Materiali, Attrezzature e fasi esecutive
 - 9.4.1 Fasi Esecutive
 - 9.4.1.1 Colonne
 - 9.4.1.2 Pilastri
 - 9.4.1.3 Colonne e pilastri - Cerchiatura tramite armatura elicoidale
- 9.5 Procedura di Dimensionamento
 - 9.5.1 Cerchiature
 - 9.5.2 Tirantini antiespulsivi
- 9.6 Ottimizzazione dell'intervento
 - 9.6.1 Presupposti e Scopi
 - 9.6.1.1 Cerchiature con il sistema C.A.M.
 - 9.6.1.2 Cerchiature con fasce di poliestere
 - 9.6.2 Vantaggi e Svantaggi
 - 9.6.3 Materiali, attrezzature e fasi esecutive
 - 9.6.3.1 Cerchiature mediante il sistema CAM
 - 9.6.3.2 Cerchiature mediante fasce di poliestere

- 9.6.3.3 Fasi esecutive per Cerchiature mediante sistema C.A.M.
- 9.6.3.4 Fasi esecutive per Cerchiature mediante fasce di poliestere
- 9.6.4 Procedura di dimensionamento
- 9.7 Controlli
- 9.8 Tabelle per il dimensionamento semplificato
- 9.8.1 Tabelle per colonne di Sezione Circolare
- 9.8.2 Tabelle per colonne di sezione quadrata
- 9.8.3 Tabelle per colonne di sezione quadrata
- Riferimenti Bibliografici

SPERONI E CONTRAFFORTI

- 10.1 Presupposti e scopi
- 10.2 Vantaggi e svantaggi
- 10.3 Stato dell'arte
- 10.4 Materiali, attrezzature e fasi esecutive
- 10.4.1 Fasi esecutive
- 10.4.1.1 Speroni e/o contrafforti in muratura
- 10.4.1.2 Speroni e/o contrafforti in cemento armato
- 10.5 Procedura di dimensionamento
- 10.5.1 Dimensionamento delle morse di ancoraggio
- 10.5.2 Esempio numerico
- 10.6 Controlli
- Riferimenti Bibliografici

SPERIMENTAZIONE

PREMESSA

Nella fase della prima emergenza post-terremoto, uno dei problemi più delicati che le autorità di protezione civile ed i tecnici dei Centri Operativi devono affrontare riguarda l'esecuzione di opere provvisorie per la messa in sicurezza di strutture (demolizioni, puntellamenti, messa in opera di tiranti metallici, cerchiature, transennamenti, etc.) fortemente danneggiate (SSN-GNDT 1998). Si tratta di interventi, caratterizzati quasi sempre dalla somma urgenza, che risultano necessari per evitare il progredire del danno, anche determinato dalle repliche sismiche, e/o per tutelare l'incolumità delle persone e/o per ripristinare rapidamente le normali attività socio-economiche.

Gli aspetti più complessi di queste opere, sono riconducibili alla scelta della più idonea tipologia d'intervento, alla corretta esecuzione e all'ottimizzazione dei costi.

In particolare, quest'ultimo aspetto riveste una rilevante importanza, considerato il numero degli interventi che vengono effettuati dopo un evento sismico significativo e che costituiscono, nella generalità delle realizzazioni, opere destinate ad essere rimosse nella successiva fase della riparazione definitiva. Infatti, una volta rimossi, i puntelli in legno non sono più riutilizzabili, mentre gli elementi tubolari in acciaio vengono frequentemente presi a nolo e, considerati i tempi tecnici e amministrativi per giungere alle riparazioni definitive, incidono sensibilmente sul costo totale del ripristino. Si pensi, ad esempio, all'intensa attività svolta in questo campo in Umbria e Marche dopo il sisma del 26 settembre 1997, dove, in particolare sui beni storici e monumentali, sono stati effettuati un grandissimo numero di interventi, il cui costo complessivo ha raggiunto diverse decine di miliardi di lire.

Anche l'altro aspetto, relativo alla scelta della più idonea tipologia d'intervento, viene sostanzialmente risolto facendo riferimento agli usuali interventi in campo statico, spesso senza una adeguata considerazione dei possibili fenomeni dinamici legati all'evoluzione della serie sismica in atto, né delle pesanti interferenze nelle comunicazioni nel già inadeguato reticolo viario urbano dei nostri centri storici, conseguenti all'adozione generalizzata di alcune ingombranti tipologie d'intervento.

In complesso, le soluzioni adottate appaiono, spesso, inefficaci, antieconomiche o eccessive, quando anche non suscitino motivata preoccupazione.

Qualche considerazione su opere realizzate chiarisce meglio le perplessità dette. Ad esempio, nell'intervento riportato in **Figura 1**, relativo ad un puntellamento di contrasto tra due edifici prospicienti, si può notare, che alcuni puntelli sono applicati su campi privi di incroci murari. In questo modo, non è garantita un'efficace opposizione alla forza di contrasto, creando, peraltro, una situazione di incremento della vulnerabilità sismica sulla struttura prospiciente a quella dissestata. Altro accorgimento di cui si riscontra la mancanza, riguarda i collegamenti puntello-muro, dove non sono stati realizzati i vincoli bilaterali, necessari ad evitare, in caso di sisma, la perdita di posizione del puntello o una sua azione di martellamento su uno dei due muri. Infine la snellezza dei puntelli e il sistema di controventamento appaiono inadeguati. Altro esempio di puntellamento di contrasto, con problematiche analoghe è riportato in **Figura 2** e' riportato un altro esempio di puntellamento di contrasto, con problematiche analoghe.

Figura 3 Cesi (Mc) –Terremoto del 26.09.97. Puntellamento di facciata e d'angolo

Figura 4 Spello (Pg) – Terremoto del 26.09.97. Puntellamento della parete perimetrale della Chiesa di S. Giovanni .

L'intervento riportato in figura 3, riguarda un puntellamento di facciata e d'angolo di un

edificio sito a Cesi (Macerata). Anche qui, più di qualche perplessità è suscitata sia dalle tecniche di realizzazione, sia dalla scarsa considerazione verso possibili repliche. La prima riguarda l'efficacia e/o la sufficienza statica, in particolare del puntellamento d'angolo, costituito da puntelli forse troppo snelli. La carenza di vincolo alle murature, invece, fa temere una perdita di contatto con il puntello, a causa delle vibrazioni indotte da possibili repliche sismiche; le conseguenze, in questo caso, possono manifestarsi con la sua caduta, creando situazioni di pericolo o la perdita dell'efficacia nel contrasto con il corpo murario. Una seconda perplessità ha carattere più generale e riguarda la scelta della tipologia d'intervento. I puntelli inclinati ingombrano un'ampia area circostante l'edificio, rendendo la strada intransitabile agli autoveicoli. Un esempio analogo, con le stesse problematiche di interferenza con la viabilità, è mostrato in **Figura 4**. Si tenga conto che gran parte di questi interventi rimangono in opera per parecchi anni (anche 10-20), pur perdendo efficacia nel tempo, determinando la paralizzazione e, talvolta, la totale inagibilità dei centri storici.

Alternative possibili si possono spesso individuare in tirantature metalliche (o cerchiature globali), che, oltre a non determinare ingombri sugli spazi prospicienti la struttura, risulterebbero pienamente idonee ai fini della resistenza dell'edificio rispetto a ulteriori scosse sismiche e, se opportunamente progettate, potrebbero essere integrate nell'intervento definitivo. Esempi di tirantature/cerchiature, anche ben progettate ed eseguite con tecnologie tradizionali o innovative, sono frequenti su elementi di dimensioni contenute, quali i campanili (**v. fig. 5, 6**) per i quali è quasi sempre irrealizzabile il contrasto a terra e o con strutture limitrofe.

Molti altri esempi possono confermare le perplessità esposte sugli interventi realizzati dopo i recenti terremoti. Quelli esaminati evidenziano, al di là della buona o cattiva progettazione ed esecuzione, come i tecnici che hanno operato nel dopo terremoto abbiano di norma privilegiato i puntellamenti di ritegno, ricorrendo alle tirantature e cerchiature globali solo in condizioni di impossibilità di posa in opera dei puntelli, per mancanza di strutture di contrasto, o eccessiva altezza da terra.

Ad attenuare la sensazione di scarsa attenzione degli operatori ai fenomeni dinamici in atto ancora dopo la scossa principale o alle possibili alternative utilizzabili, è la consapevolezza della sostanziale carenza generale in materia, che si rileva nella mancanza di letteratura specifica (nella quale si ritrovano solo sporadici accenni a complemento della trattazione di problematiche di dissesto, sempre in campo statico), ma anche di progetti di ricerca mirata.

Figura 1 Sellano (Pg) –Terremoto del 26.09.97. Puntellamento di contrasto

Figura 2 Nocera Umbra (Pg) –Terremoto del 26.09.97. Puntellamento di contrasto

Un attento lavoro di rivisitazione dello stato dell'arte (Di Pasquale et al. 1981, Falsini et al. 1994, Mastrodicasa, 1993) e della prassi operativa è stato il punto di partenza di un'attività di approfondimento scientifico e tecnico della problematica. In sostanza, esso ha condotto alla pubblicazione, da parte del Servizio Sismico Nazionale (Bellizzi M. 2000), del volume *“Le opere provvisorie nell'emergenza sismica”*, che rappresenta un preliminare, ancorché unico nel suo genere, strumento di supporto alla progettazione di interventi provvisori. Nel testo, uno spazio particolare è dedicato agli interventi sui Beni Culturali, riproponendo il modello d'intervento contenuto nel Documento Ballardini-Doglionni, approvato dal Comitato Nazionale per la Prevenzione del Patrimonio Culturale del Rischio Sismico il 12.12.1986. Dall'analisi dello stato dell'arte e della pratica sono stati, poi, tratti gli indirizzi per affrontare in chiave scientifica le problematiche del comportamento di questa tipologia di opere ed arrivare a definire percorsi progettuali adeguati agli obiettivi ed al contesto operativo. In tal senso, è stata avviata nel 2001 una convenzione tra il Servizio Sismico Nazionale ed il Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia applicata all'ingegneria (DiSGG), dell'Università della Basilicata, per attività di studio e ricerca sulle problematiche delle

opere provvisorie post-sisma, denominata Progetto OPUS (**O**pere **P**rovvisorie **U**rgenti post-**S**isma), di cui questo volume è il prodotto finale di sintesi.

Le ricerche svolte nell'ambito del progetto OPUS hanno affrontato in modo sistematico, forse per la prima volta, il comportamento delle opere provvisorie post-terremoto, al fine di dare criteri e strumenti di progettazione, di immediata applicazione e in grado di garantirne la correttezza dell'approccio. Si è partiti da una raccolta di esempi e di documentazione per una definizione migliore dello stato dell'arte e della prassi, arrivando, attraverso una valutazione critica qualitativa e quantitativa, ad una classificazione funzionale delle opere provvisorie, con gli eventuali perfezionamenti atti a migliorarne le prestazioni sotto azioni sismiche. La sperimentazione è stata volta principalmente a verificare la validità delle tecniche prese in esame attraverso prove sui materiali (funi e nastri in acciaio, cinghie in poliestere), su elementi strutturali rafforzati mediante cerchiaggio (pilastri in muratura), sistemi di contenimento in scala al vero (puntellazioni, tirantature). Per questi ultimi si sono riprodotte le effettive condizioni di lavoro ed effettuate prove pseudodinamiche di simulazione degli effetti di scosse sismiche.

Queste attività hanno permesso di verificare i livelli di sicurezza raggiungibili con le tecniche d'intervento individuate nelle attività precedenti, confrontare l'efficacia di interventi tra loro alternativi, individuare possibili ulteriori perfezionamenti e verificare la correttezza dei metodi di calcolo semplificati

Figura 5 Cerchiatura della cella campanaria di Forfi

Figura 6 Cerchiatura del campanile della Chiesa S. Maria Assunta in Foligno (frazione Belfiore)

1. INTRODUZIONE

Spesso le opere provvisorie vengono tutte definite genericamente come puntellamenti. In realtà le tecniche per la realizzazione di opere provvisorie finalizzate al consolidamento temporaneo delle strutture danneggiate dal sisma sono molteplici e classificabili fondamentalmente in puntellamenti, tirature e cerchiature.

Nei puntellamenti veri e propri gli elementi fondamentali sono i puntelli, ossia delle aste, normalmente in legno o in acciaio, sollecitate a compressione, messe a contrasto tra l'elemento danneggiato da sostenere e un elemento di contrasto, che può essere il terreno o un'altra struttura. I puntellamenti possono avere due scopi diversi: evitare la caduta per ribaltamento delle pareti distaccate dall'organismo murario (puntelli di ritegno) oppure evitare la caduta in verticale di elementi costruttivi, quali ad esempio, conci di archi o di volte, architravi o solai in legno (puntelli di sostegno) ([Mastrodicasa, 1993](#)). I primi richiedono normalmente puntelli obliqui, dovendo fornire una significativa componente orizzontale, contrastati a terra oppure disposti orizzontalmente a contrasto contro edifici prospicienti. I secondi sono realizzati fondamentalmente con puntelli verticali o sub-verticali, dovendo fornire una reazione diretta verticalmente. I sistemi di puntellazione sono spesso realizzati mediante aste di legno o in acciaio. La presenza di un'azione di compressione implica la possibilità, in relazione alla snellezza delle aste, che si possano verificare effetti di instabilità. È pertanto necessario, almeno nei casi in cui si adottino aste lunghe, e soprattutto per i puntelli in carpenteria metallica, che si esegua una verifica di instabilità dei puntoni e si dispongano eventualmente efficaci controventature.

Figura 1.1 – Schema esemplificativo di un presidio realizzato con puntelli di ritegno.

Figura 1.2 – Esempio schematico delle finalità di un puntello di sostegno

I puntelli generalmente sono realizzati in legname oppure con elementi tubolari o profilati in acciaio, raramente in cemento armato o in muratura. Con il puntellamento si realizza una struttura mista, costituita dalla costruzione, più o meno lesionata e staticamente compromessa, e dal sistema di puntellamento. È importante valutare di volta in volta il funzionamento complessivo di tale sistema strutturale, controllando che non si creino in alcune parti sollecitazioni e temperature troppo elevate: tipico esempio è il pericolo che i puntoni possano indurre tensioni locali eccessive nella muratura se non si interpongono opportuni ripartitori. Le verifiche da effettuare sui puntoni riguardano la stabilità alla compressione e al carico di punta, il controllo che tutti gli elementi siano sollecitati alla sola compressione assiale, la stabilità allo scorrimento ed il controllo delle caratteristiche termiche ed igroscopiche del materiale. Infatti, se il puntello, a seguito di un notevole aumento di temperatura o della saturazione dell'aria, subisce un'eccessiva dilatazione esso va a premere contro le strutture più di quanto sia necessario per il loro sostegno, determinando su queste uno stato tensionale spesso incompatibile con la loro resistenza; accade perché, quasi sempre, la struttura sulla quale s'interviene, conserva ancora una certa resistenza, per cui l'insieme struttura più puntello è nella realtà un sistema iperstatico. Quando invece, il puntello si contrae significativamente, a causa dell'abbassamento di temperatura nel caso del legno, per stagionatura, le masse sostenute lo possono seguire, mantenendolo in contatto con ulteriori movimenti che potrebbero pregiudicarne la stabilità, oppure lo abbandonano ritornando alle preesistenti condizioni di precarietà statica.

I classici puntellamenti contro il ribaltamento delle pareti presentano diversi inconvenienti, che possono divenire fatali se mal progettati e/o mal eseguiti ([Di Pasquale, Dolce, 1999](#)):

- La loro efficacia ai fini della resistenza dell'edificio ad ulteriori scosse sismiche può essere scarsa. A causa delle vibrazioni, infatti, la struttura perde il contatto con il puntello, che, in relazione alla sua configurazione, può cadere, perdendo completamente di efficacia, o, in caso contrario, determinare un martellamento sulla muratura.

- I loro ingombri sugli spazi prospicienti la struttura puntellata sono talvolta tali da impedirne l'uso. Questo aspetto risulta particolarmente grave quando i puntelli ostruiscono strade strette, compromettendo la viabilità.
- La loro efficienza e affidabilità nel tempo, particolarmente per i puntelli in legno, può essere compromessa sia da piccoli assestamenti della struttura o dei contrasti (terreno o altra struttura), sia dalle variazioni di lunghezza, determinate dalle variazioni di temperatura e, nel caso di puntelli in legno, di umidità.
- La loro realizzabilità può risultare difficoltosa, per la mancanza di contrasti adeguati. Spesso vengono utilizzate strutture prospicienti a quella da puntellare, creando una situazione di vulnerabilità sismica indotta.
- Il materiale (puntoni in legno, aste in acciaio) risulta praticamente inutilizzabile dopo la rimozione del puntellamento.

Anche i puntellamenti di sostegno presentano inconvenienti legati soprattutto all'efficacia ai fini della resistenza sismica, agli ingombri, all'efficienza nel tempo e riutilizzabilità. Si possono in alternativa adottare altri provvedimenti, tra i quali, a titolo esemplificativo, si citano:

- Centinature di archi con carpenteria metallica (profili calandrati) per il sostegno di archi e volte a botte;
 - Telai chiusi in acciaio nelle finestre e nelle porte per sostenere architravi danneggiati;
- Un aspetto particolarmente delicato è la durata temporale delle opere provvisorie, con mantenimento della loro piena efficacia.

Figura 1.3 – Interventi di presidio al Convento dei Cappuccini di Muro Lucano (PZ). Nella foto a destra ciò che oggi rimane del presidio, a sinistra una foto del 1980

L'esperienza di passati terremoti ha, purtroppo, mostrato come molte opere provvisorie abbiano avuto un carattere quasi "definitivo", perché gli interventi di ristrutturazione hanno avuto tempi molto più lunghi di quelli che era possibile immaginare. Ad esempio diversi interventi di messa in sicurezza temporanea, realizzati dopo il sisma del 1980, sono ancora l'unico presidio di strutture sempre più fatiscenti (**Figura 1.3**). Soprattutto per opere provvisorie in legno, accade che, con il passare degli anni, i cittadini ne dimentichino la loro funzione statica, modificandone l'apparecchio costruttivo, in funzione delle esigenze di fruizione dei luoghi, così da vanificarne la funzione statica. In figura 1.4 è rappresentata l'opera di puntellamento degli altari del Convento dei Cappuccini di Muro Lucano (PZ), realizzata a seguito del sisma del 1980. E' possibile constatare la successiva "modifica" apportata per agevolare il transito e l'utilizzo degli altari.

Figura 1.4 – Tavolato di protezione degli altari del Convento dei Cappuccini di Muro Lucano (PZ). Nella foto a destra ciò che rimane del tavolato di protezione degli altari, a sinistra una foto del 1980

Anche per le opere provvisorie potrebbe essere previsto un piano di manutenzione, così come andrebbe fatto per tutte le strutture. In tal modo, si potrebbe garantire l'efficienza del presidio per il tempo necessario alla realizzazione degli interventi definitivi. Tale discorso, però, ha un suo fondamento quando il costo della manutenzione è limitato, rispetto al valore dell'opera che presidia. Per edifici di dimensioni modeste, con danni significativi, un programma di manutenzione diviene irrealizzabile. In tali casi, quindi, è importante che le opere provvisorie che garantiscano la loro efficienza per periodi anche lunghi.

I maggiori problemi sono determinati dalla messa in opera di presidi in legno, il materiale più vulnerabile all'azione del tempo. Le possibili soluzioni si realizzano attraverso un'accurata manutenzione dell'opera provvisoria, controllando e migliorando, ove necessario, la sua messa in carico, oppure, se la tipologia di intervento lo permette, attraverso l'utilizzazione di presidi in legno nell'immediato post-terremoto, da sostituire e/o integrare con altri presidi più duraturi. L'alternativa, è fornita da soluzioni non tradizionali, che godano contemporaneamente dei tre requisiti fondamentali: facilità e rapidità di posa in opera, durabilità ed economicità. Ovviamente il presidio più efficiente, anche dal punto di vista economico, è quello che, in una seconda fase successiva all'emergenza, riesce ad integrarsi con la ristrutturazione, entrando a far parte di un più complesso progetto di

rinforzo o rappresentando esso stesso l'opera definitiva.

Figura 1.5 - Cerchiatura di elementi soggetti a compressione

In alternativa ai puntelli di ritegno, di particolare interesse appaiono le tirantature metalliche, più spesso utilizzate per opere di consolidamento permanente, e spesso trascurate negli interventi provvisori, nei quali si dà spesso la priorità ai puntellamenti. Trovano un largo impiego, sia per la neutralizzazione delle spinte delle volte e degli archi che per bloccare meccanismi di apertura della scatola muraria (dovuti all'azione sismica e al cattivo ammorsamento dei muri in corrispondenza degli incroci, e/o all'assenza di un cordolo all'altezza del solaio, e/o alla presenza di un tetto spingente). I vantaggi per i quali, in genere, sono preferibili i tiranti ai puntelli, sono i seguenti:

- Maggiore efficacia rispetto alle azioni vibratorie indotte dal sisma;
- Concordanza di segno degli effetti di dilatazione e contrazione per variazioni termiche sulla struttura e sui tiranti, con riduzione delle conseguenze negative;
- Minor costo, in relazione alle minori quantità di materiale, ai ridotti ingombri, alla possibilità di utilizzare gli stessi tiranti per interventi definitivi;
- Minori disagi sociali, dato che con i tiranti si evita qualsiasi interferenza con la viabilità e si riduce l'impressione di dissesto grave, distruzione e precarietà che l'adozione dei puntelli determina.

E' opportuno sottolineare che questi validi strumenti di consolidamento devono essere utilizzati in maniera accorta, ed effettuando le necessarie verifiche di resistenza, onde evitare che l'azione localizzata dei loro ancoraggi vada a danneggiare la muratura.

Figura 1.6 - Cerchiatura di elementi danneggiati a taglio (Chiesa S. Maria Assunta in Sellano - PG)

Anche gli interventi di cerchiatura, così come si è visto per i tiranti, possono rappresentare un consolidamento di tipo provvisorio oppure permanente. Questo tipo di opera risulta indicato per elementi sollecitati e danneggiati da sforzi eccessivi di compressione, specialmente nel caso di muratura a sacco, (**Figura 1.5**) e/o di taglio (**Figura 1.6**).

Interventi di questo tipo sono di rapida attuazione e di sicura efficacia, ancor più se si riesce ad esercitare sulla muratura un'azione di precompressione laterale all'atto della realizzazione dell'intervento.

I fattori che dovrebbero influenzare la scelta dell'intervento di messa in sicurezza, e che più attentamente verranno esaminati per giungere alla definizione di un percorso metodologico per la scelta "ottimizzata" dell'intervento più idoneo al singolo caso da progettare con regole elementari, sono:

- tipologia della costruzione (edifici ordinari in muratura, in c.a., edifici monumentali, palazzi, chiese, etc.);
- tipo e livello di danno, nonché meccanismo di collasso associato (distacco di facciate, cedimenti di archi, etc.);
- tipo (carichi verticali, terremoti, cedimenti di fondazione, etc.) e livello dell'azione (intensità degli aftershocks, entità dei cedimenti, etc.) rispetto ai quali l'intervento deve garantire la sicurezza;
- vita utile attesa dell'intervento (giorni, mesi, anni);
- condizioni ambientali al contorno (vicinanza di altre costruzioni, viabilità, umidità, variazioni termiche, etc.).

Il presente manuale è articolato in due parti. Nella prima parte si esaminano tutti gli aspetti propedeutici ad una corretta scelta della tipologia di intervento da adottare, analizzando le caratteristiche dei materiali più spesso utilizzati per opere provvisorie, per valutarne pregi e difetti nelle diverse applicazioni, le tipologie edilizie su cui più spesso occorre intervenire e le modalità di danneggiamento cui occorre porre rimedio con gli interventi di messa in sicurezza, arrivando a definire una corrispondenza tra i meccanismi di danno più spesso riscontrati e le tipologie di intervento più opportune, in relazione alle caratteristiche della struttura. Nella seconda parte si forniscono tutte le informazioni e gli strumenti necessari alla corretta progettazione dell'opera provvisoria, nelle sue diverse forme e con i diversi materiali, a partire dalle basi teoriche per la progettazione (definizione

dei carichi statici e sismici, modelli di calcolo, etc.) fino ad abachi e tabelle che permettono, anche negli interventi di urgenza, un agevole dimensionamento dei diversi elementi.

Riferimenti Bibliografici

Servizio Sismico Nazionale e Gruppo Ricercatori G.N.D.T. dell'Aquila. 1998. *Manuale per la gestione dell'attività tecnica dei COM.* Servizio Sismico Nazionale, Roma 1998

Di Pasquale G., Dolce M, 1999. *Raccomandazioni per le opere di messa in sicurezza.* CTS Terremoto 9.09.98.

Falsini L., Michelon A., Vinci M. 1994. *Ponteggi.* DEI tipografia del Genio Civile, Roma 1994.

Mastrodicasa S. 1993. *Dissesti statici delle strutture edilizie.* Hoepli, Milano 1993

Bellizzi M. 2000. *Le opere provvisoriale nell'emergenza sismica* Agenzia di Protezione Civile – Servizio Sismico Nazionale, Roma 2000

Ballardini R., Doglioni F. 1986. *Indirizzi riguardanti le iniziative ed i comportamenti atti a limitare i danni al patrimonio culturale in caso di sisma.* Comitato Nazionale per la Prevenzione del Patrimonio Culturale dal Rischio Sismico. Roma 12.12.1986.

Atti DiSGG 2002, *Convenzione di Ricerca concernente le Opere Provvisoriale Urgenti post-Sisma stipulata tra l'Università della Basilicata ed il Servizio sismico Nazionale.* DiSGG, Potenza 2002

Bollettino Ufficiale della Regione Marche, 2000. "Codice di pratica (Linee Guida)"; Bollettino Ufficiale della Regione Marche n. 15 - ed. straordinaria del 29/09/2000

Di Pasquale G., Dolce M., Martinelli A. 2000 *Analisi della vulnerabilità, in Cherubini e La Ponzina (eds.) Censimento di vulnerabilità dell'edilizia corrente dei centri abitati a campione nelle regioni Abruzzo, Basilicata, Calabria, Campania, Molise, Puglia e Sicilia", Progetto per la rilevazione della vulnerabilità del patrimonio edilizio a rischio sismico e di formazione di tecnici per l'attività di prevenzione sismica connessa alle politiche di mitigazione del rischio nelle regioni dell'Italia meridionale, 76-105,* Dipartimento della Protezione Civile – CUP s.r.l. : Roma

Dolce M., 1998. Progetto di Microzonazione sismica Umbria - Marche; Analisi del danneggiamento, CNR - G.N.D.T. , 1998

MATERIALI

I materiali più frequentemente impiegati nella realizzazione di opere provvisionali sono gli stessi comunemente adoperati nell'edilizia, in particolare i più economici e di più facile messa in opera, quali il legno e la muratura. L'aumento del costo della mano d'opera, però, ha portato negli ultimi anni a prediligere soluzioni che, ancorché realizzate con materiali più pregiati, richiedono un minore numero di ore lavoro per il montaggio. Tale tendenza, associata all'esigenza di incrementare l'efficacia dei presidi, ha favorito lo sviluppo di soluzioni alternative, sia in relazione alle funzioni svolte, che in relazione ai materiali impiegati.

In questo capitolo si definiscono le caratteristiche dei materiali oggi utilizzabili per convenienza tecnologica ed economicità.

Non essendo, tra gli obiettivi del presente manuale, quello di fornire un'esauriente trattazione delle caratteristiche chimico-fisiche dei diversi materiali, ma piuttosto di offrire un supporto a chi deve progettare e/o eseguire presidi post-sisma, si illustreranno solo quelle caratteristiche dei materiali utili a questo scopo, rimandando ai testi specialistici per approfondimenti specifici.

2.1 Legno

Il legno resta, senza dubbio, il materiale più impiegato nella realizzazione delle opere provvisionali, oltre che per l'economicità e la facilità di montaggio, anche per la reperibilità e la possibilità di lavorazione a piè d'opera. Altro elemento non trascurabile è il basso peso specifico, che ne permette un facile trasporto e un'agevole movimentazione in cantiere, senza la necessità di mezzi meccanici. Ciò rende possibile la dislocazione e l'utilizzazione anche in luoghi difficilmente accessibili, sia per l'inadeguatezza viaria al transito di automezzi, come spesso accade nei centri storici italiani, sia per le eventuali ostruzioni dovute alla presenza di macerie a seguito di un evento sismico.

I legnami maggiormente utilizzati appartengono alle due divisioni botaniche: le gimnosperme (comunemente dette conifere), cui appartengono le seguenti specie: Pini, Abeti rossi, Larice, Abete bianco, Douglas, e le angiosperme (comunemente dette latifoglie), cui appartengono le seguenti specie: Quercia, Faggio, Teak, Afzelia, Merebau. Le essenze più utilizzate come legname da carpenteria sono il pino e l'abete rosso. Solo in rare occasioni si utilizzano in edilizia, ma non certo nelle opere provvisionali, anche la quercia ed il faggio, avendo questi caratteristiche migliori e, naturalmente, un prezzo maggiore.

La classificazione del legno è basata sulle sue caratteristiche fisico-meccaniche, così che si può disporre, analogamente ai materiali da costruzione, di classi di resistenza.

Il tipo ed il numero di classi si differenzia in funzione delle diverse normative. Nel presente manuale si farà riferimento all' (**Eurocodice 5, 1995**), che individua 9 classi di qualità per le conifere (C14-C16-C18-C22-C24-C27-C30-C35-C40) e 6 classi per le latifoglie (D30-D35-D40-D50-D60-D70) (*).

I criteri di abbinamento delle vecchie classificazioni delle conifere con quelle individuate dall'EC5, sono – (**UNI EN 1912, 1997**):

S7 – MS7	≅ C16	con massa specifica = 350 Kg/m ³
S10/MS10	≅ C24	con massa specifica = 380 Kg/m ³
S13	≅ C30	
MS13	≅ C35	
MS 17	≅ C40	

Le proprietà del materiale, e quindi le caratteristiche di resistenza delle differenti classi, sono funzione delle condizioni ambientali, costruttive e di carico secondo la seguente relazione:

$$X_d = k_{\text{mod}} \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (\text{analogamente per le resistenze}) \quad f_d = k_{\text{mod}} \frac{f_k}{\gamma_M}$$

dove i simboli sono definiti come segue:

- X_d valore di progetto della generica proprietà del materiale
 X_k valore caratteristico della generica proprietà del materiale
 γ_m coefficiente parziale di sicurezza per la proprietà del materiale indicato nella **Tabella 2.1**
 K_{mod} coefficiente di correzione che tiene conto dell'effetto della durata del carico e dell'umidità sui parametri di resistenza.

Nella Tabella 2.1 sono riportate le caratteristiche (resistenza a compressione, trazione, flessione, taglio, modulo elastico medio parallelo alla fibratura e modulo elastico 5-percentile parallelo alla fibratura) dei materiali più comunemente impiegati per opere provvisionali.

Tabella 2.1 - Resistenze caratteristiche delle classi – **EN 338 (Marzo 1997)**

I coefficienti di sicurezza da adottare, in funzione dei differenti stati limite cui si fa riferimento, sono:

Tabella 2.2 – Coefficienti parziali di sicurezza (**EC5**)

Come detto, le caratteristiche meccaniche sono notevolmente influenzate dall'umidità e dalla durata di applicazione del carico. L'**EC5** considera tali fattori mediante il coefficiente moltiplicativo della resistenza k_{mod} , funzione delle classi di servizio e della durata del carico, riportato nella tabella 2.3.

Tabella 2.3 – Valori del K_{mod}, funzione della durata di applicazione del carico e delle classi di servizio (**EC5**)

In particolare, l'**EC5** individua 3 classi di servizio, a seconda delle condizioni ambientali cui è soggetto il manufatto, che vengono nel seguito descritte:

Classe di servizio 1: caratterizza il contenuto di umidità nei legnami per una temperatura di 20 ±2 °C ed una umidità relativa dell'aria che supera il 65% solo per alcune settimane all'anno. L'umidità media di equilibrio nella maggior parte delle conifere, in queste condizioni, non supera il 12%.

Classe di servizio 2: caratterizza il contenuto di umidità nei legnami per una temperatura di 20 ±2 °C ed una umidità relativa dell'aria che supera l'80% solo per alcune settimane all'anno. L'umidità media di equilibrio nella maggior parte delle conifere, in queste condizioni, non supera il 18%-20%. (Edifici scaldati in maniera non continua e ventilati: case abitate saltuariamente, garage senza riscaldamento, cantine, magazzini).

Classe di servizio 3: rientrano in questa classe di servizio le condizioni climatiche che portano a contenuti di umidità nel legno maggiori al 20%. (Strutture esposte alle precipitazioni).

Le classi di durata del carico, invece, sono individuate dalla **Tabella 2.4**.

Ad esempio, ipotizzando che l'opera provvisoria appartenga alla 3° classe di servizio e che il carico sia di tipo istantaneo, risulterà che $k_{\text{mod}} = 0,9$. Volendo calcolare le caratteristiche meccaniche delle diverse classi, per lo stato limite di carico eccezionale, si avrà:

CLASSE C16 :

compressione parallela alle fibre $f_{c,od} = \frac{0.90 \cdot 17}{1.0} = 15.3 \text{ MPa} ;$

trazione parallela alle fibre $f_{t,od} = \frac{0.90 \cdot 10}{1.0} = 9.0 \text{ MPa} ;$

flessione $f_{m,d} = \frac{0.90 \cdot 16}{1.0} = 14.4 \text{ MPa} ;$

taglio $f_{v,d} = \frac{0.90 \cdot 1.8}{1.0} = 1.62 \text{ MPa} .$

CLASSE C24 :

compressione parallela alle fibre $f_{c,od} = \frac{0.90 \cdot 21}{1.0} = 18.9 \text{ MPa} ;$

trazione parallela alle fibre $f_{t,od} = \frac{0.90 \cdot 14}{1.0} = 12.6 \text{ MPa} ;$

flessione $f_{m,d} = \frac{0.90 \cdot 24}{1.0} = 21.6 \text{ MPa} ;$

taglio $f_{v,d} = \frac{0.90 \cdot 2.5}{1.0} = 2.25 \text{ MPa} .$

CLASSE C30 o D30:

compressione parallela alle fibre $f_{c,od} = \frac{0.90 \cdot 23}{1.0} = 20.7 \text{ MPa} ;$

trazione parallela alle fibre $f_{t,od} = \frac{0.90 \cdot 18}{1.0} = 16.2 \text{ MPa} ;$

flessione $f_{m,d} = \frac{0.90 \cdot 30}{1.0} = 27 \text{ MPa} ;$

taglio $f_{v,d} = \frac{0.90 \cdot 3.0}{1.0} = 2.7 \text{ MPa} .$

2.1.1 Ritiro, rigonfiamento e comportamento visco-elastico

Nell'ambito della sensibilità igroscopica tipica del materiale (umidità relativa minore del 30%), cioè al di sotto della saturazione, essendo il materiale anisotropo, il ritiro e il rigonfiamento si differenziano nelle diverse direzioni, in funzione del tipo di legname. Una stima dei valori del coefficiente di rigonfiamento è indicata in ([Caironi-Bonera, 2002](#)) ed è riportata nella seguente [Tabella 2.5](#) .

La variazione dimensionale per ritiro o rigonfiamento nelle tre dimensioni, si calcola mediante la seguente formula:

$$\Delta L = \pm \alpha * L * \Delta u$$

dove :

ΔL variazione dimensionale

α coefficiente riportato nella [Tabella 2.5](#)

L dimensione dell'elemento nella specifica direzione

Δu variazione di umidità relativa nel legno, espressa in %

Per quanto attiene al comportamento visco-elastico, cui il legno è particolarmente sensibile, l'[EC5](#) prevede che la freccia elastica f_0 , calcolata con il modulo elastico $E_{0,medio}$ (oppure

$E_{90,medio}$) e G_{medio} , venga amplificata dal fattore di deformazione k_{def} , i cui valori sono riportati in **Tabella 2.6**, funzione della classe di umidità e della durata dei carichi, secondo la formula:

$$f_{finale} = f_{elast} * (1 + k_{def})$$

Qualora il legno massiccio venga posto in opera all'umidità relativa corrispondente al punto di saturazione, o vicino ad esso, e che sia soggetto al processo di essiccazione sotto carico, è opportuno che il valore di k_{def} venga aumentato di 1,00.

Per le travi con anima particolarmente sottile è opportuno prendere in esame anche la deformazione da taglio.

2.1.2 Durabilità naturale e durata in opera dei legnami

Si ricorda che, più ancora della durata del materiale legno, occorre verificare il mantenimento in piena efficienza degli elementi strutturali rispetto alla loro funzione. La messa in opera di materiale fresco, non bene stagionato, comporta notevoli variazioni dimensionali degli elementi lignei, per effetto dell'essiccamento. Ciò potrebbe determinare la perdita di contatto tra i vari elementi strutturali, e la conseguente inefficienza di alcuni di questi ed il sovraccarico di altri. Il forte ritiro può provocare anche una accentuata fessurazione localizzata in prossimità dei chiodi o dei bulloni, quando questi sono infissi in corrispondenza delle estremità degli elementi, che può portare alla perdita di efficacia dei collegamenti.

Particolare attenzione, poi, dovrà essere posta alle alterazioni provocate nel legno dagli attacchi di organismi, che possono restare occultate e manifestarsi solo dopo la lavorazione o addirittura dopo la messa in opera. La degradazione provocata dagli organismi dipende da due fattori:

- Resistenza specifica della specie legnosa.
- Condizioni ambientali della posa in opera.

La resistenza specifica alla degradazione della specie legnosa si definisce *durabilità*, la resistenza alla degradazione in rapporto alle condizioni ambientali della posa in opera si definisce *durata effettiva in opera*.

Il Comitato Europeo di Normalizzazione (CEN), nel 1990 ha pubblicato un documento che stabilisce le modalità di definizione della classe di rischio in base ai seguenti elementi:

- categoria della situazione generale di impiego in opera;
- indicazione delle possibilità di inumidimento in opera;
- agente attivo di degrado che deve essere preso in esame

Tabella 2.7 - Classi di rischio delle condizioni ambientali. ([Giordano 1999](#))

I dati in tabella 2.7 forniscono dei valori indicativi e andranno maggiorati o ridotti in considerazione delle reali condizioni ambientali, dell'influenza climatica (ad esempio le alte temperature del Sud Italia favoriranno il ciclo vitale di insetti xilofagi, mentre la più alta umidità del Nord Italia facilita lo sviluppo di colonie fungine sui legnami esposti), ecc..

Tabella 2.8 - Classi di rischio delle diverse essenze ([Giordano 1999](#))

Resistenza ai funghi:

- 1 : molto durevole
- 2 : durevole
- 3 : moderatamente durevole
- 4 : poco durevole
- 5 : non durevole (rapidamente reperibile)

Resistenza agli insetti e alle termiti:

D : durevole
MD : moderatamente durevole
S : suscettibile agli attacchi
Sc : suscettibile anche il durame (o cuore)

La lettera *c* che segue un simbolo indica che la caratterizzazione è riferita al solo cuore o durame, mentre la lettera *v* indica una grande variabilità dei dati.

2.1.3 Curve di stabilità degli elementi in legname sottoposti a carico di punta

Di seguito si propone un grafico che rappresenta il campo di variazione del coefficiente riduttivo del carico di sicurezza a compressione assiale semplice per il legname, racchiuso fra le curve di stabilità individuate da vari ricercatori (**Figura 2.1**).

Le norme DIN, alle quali facciamo riferimento, forniscono anche valori tabellati del coefficiente ω in funzione della snellezza λ . Questi valori, che hanno incrementi di λ di 10 in 10, sono stati interpolati linearmente ottenendo la **Tabella 2.9**.

2.2 Acciaio

Allo scopo di fornire un supporto alla progettazione, che risulti allo stesso tempo facilmente utilizzabile e sufficientemente dettagliato, si sono differenziate le caratteristiche degli acciai in funzione degli elementi per i quali potrebbero essere utilizzati nella realizzazione di un presidio.

2.2.1 Acciaio per carpenteria metallica

Si riportano, in questo paragrafo, le principali proprietà meccaniche riportate dalla normativa italiana vigente (**D.M. LL.PP. 9/1/96**), ritenendo utile, per l'operatore, disporre in modo immediato di tali informazioni, nonché delle (**Istruzioni CNR sulle costruzioni metalliche – CNR 10011 /85**).

Tabella 2.10- Classi di resistenza dell'acciaio – CNR-10011 /85

Tabella 2.11- Classi di resistenza dei bulloni - CNR-10011 /85

Si ricorda, inoltre, che per gli stati pluriassiali piani si deve verificare che la tensione ideale risulti $\sigma_{id} \leq f_{d}$. Nel caso di sollecitazione di flessione accompagnata da taglio la tensione ideale vale:

$$s_{id} = \pm \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2}$$

Le costanti elastiche, per tutti gli acciai considerati assumono i seguenti valori:

modulo di elasticità normale $E = 206000 \text{ N/mm}^2$

modulo di elasticità tangenziale $G = 78400 \text{ N/mm}^2$

mentre il coefficiente di dilatazione termica vale: $\alpha = 1,2 * 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

Infine si riportano gli abachi relativi alle sezioni dei bulloni, ai coefficienti da utilizzare per il serraggio degli stessi, nonché i coefficienti omega da considerare per le verifiche di stabilità degli elementi e le caratteristiche geometriche di alcune sezioni tipiche (**Ballio-Mazzolani; 1994**)

Tabella 2.12– Momenti (T_s) e Forze di serraggio (N_s) dei bulloni per le diverse classi di resistenza (**Ballio-Mazzolani; 1994**)

Tabella 2.13– Prospetto coeff. ω per acciaio Fe360 e curva c (sezioni generiche e laminati con $h/b < 1,2$) - (**CNR 10011 /85, 1985**.)

Tabella 2.14– Caratteristiche geometriche di alcune sezioni di profilati ([Profilario Oppo](#))

Tabella 2.15– Caratteristiche geometriche e meccaniche dei tubi innocenti ([Profilario Dalmine S.p.a.](#))

2.2.2 Tiranti in barre

Nell’ottica della realizzazione di opere provvisoriale, i tiranti cui si farà riferimento in questo manuale sono quelli costituiti da normali barre di acciaio comune Fe360 o Fe430, le cui caratteristiche meccaniche sono descritte nel precedente paragrafo.

2.2.3 Funi in acciaio

Una fune in acciaio è l’insieme di più trefoli avvolti attorno ad un’anima. Il trefolo, a sua volta, è composto da un insieme di fili, il cui numero caratterizza il tipo di fune. Il filo è l’elemento base della fune di acciaio, ed è ricavato dalla trafilatura della vergella, attraverso vari passaggi di riduzione. Per particolari applicazioni, il filo può essere anche zincato mediante immersione a caldo in un bagno di zinco. Il trefolo è l’insieme di più fili disposti elicoidalmente attorno ad un’anima centrale, che può essere tessile o metallica.

Le principali caratteristiche che definiscono le funi sono:

- Diametro e relative tolleranze
- Formazione e numero dei fili
- Senso di avvolgimento
- Sezione metallica
- Carico di rottura
- Peso unitario

Ai fini del dimensionamento di un presidio, le informazioni essenziali sono la sezione metallica ed il carico di rottura.

Per diametro della fune si intende il diametro del cerchio circoscritto alla sezione della fune e, normalmente, si misura su un tratto di fune rettilineo.

Tabella 2.16- Tolleranze dei Diametri

Si definisce “formazione” la composizione della fune, che viene indicata nelle tabelle per le funi ed i trefoli, mediante la successione del numero dei trefoli, numero dei fili che compongono i trefoli e la composizione dell’anima.

Le caratteristiche di deformabilità, tra cui il modulo elastico, sono differenti per i vari tipi di fune e dipendono dal tipo di filo d’acciaio impiegato, dai passi di avvolgimento, dal coefficiente di sicurezza con cui viene fatta lavorare la fune, nonché dal sistema di attacco realizzato all’estremità della fune. Il valore del modulo di una determinata fune, data la sua conformazione, può essere ricavato solo mediante una prova su banco di trazione. L’ampia campagna di sperimentazione condotta presso il Laboratorio del DiSGG dell’Università della Basilicata, ha dimostrato che il modulo elastico “apparente” di una fune varia tra il 40% ed il 60% del modulo elastico tipico dell’acciaio.

Va inoltre ricordato che, ogni tipo di fune sottoposta ad uno sforzo di trazione subisce un allungamento che si compone di due aliquote: una elastica e l’altra permanente. Il primo è dovuto alla elasticità dell’acciaio, e si calcola in base ai moduli di elasticità apparente propri delle funi di acciaio. Il secondo, invece, è dovuto all’assestamento delle varie parti che compongono la fune (schiacciamento dell’anima tessile, assestamento dei fili nei trefoli e dei trefoli nella fune). Normalmente tale deformazione si verifica nel periodo iniziale di lavoro della fune e la sua percentuale, che varia dal 2‰ all’8‰, dipende dal numero delle torsioni e dei piegamenti che la stessa subisce. Per ovviare agli inconvenienti che derivano dall’allungamento anelastico, soprattutto quando le funi sono destinate ad un utilizzo fisso

che non consente di modificarne la lunghezza dopo la messa in opera, si sottopone la fune ad un ciclo di tensioni leggermente inferiori al limite di elasticità dell'acciaio, in modo da produrre l'assestamento delle parti che compongono la fune stessa. Tale procedura viene detta "prestiramento".

La resistenza delle funi viene valutata facendo riferimento ad un acciaio la cui tensione di rottura è di 1770 N/mm² (180 kgf/mm²). Nel seguito si riportano i carichi di rottura, secondo la norma ([UNI ISO 2408, 1992](#)), per alcuni diametri commerciali.

Tabella 2.17 – Caratteristiche di funi con 114 fili ([Catalogo Verpelli & C. S.r.l.](#))

Tabella 2.18 – Caratteristiche funi, con anima tessile, a 222 fili ([Catalogo Verpelli & C. S.r.l.](#))

Tabella 2.19 – Caratteristiche funi, con anima metallica, a 222 fili ([Catalogo Verpelli & C. S.r.l.](#))

Particolare attenzione, inoltre, va posta per evitare che la fune possa essere piegata con raggi troppo piccoli, tali da comportare una riduzione del carico di rottura fino al 40-60%. L'elemento critico di un presidio realizzato con funi può essere l'attacco. Ne esistono diversi tipi, per i quali si riportano, nella tabella seguente, le riduzioni di efficienza.

Tabella 2.20 – Riduzione di efficienza per i diversi tipi di attacco ([Catalogo Verpelli & C. S.r.l.](#))

Per approfondimenti sulla realizzazione delle diverse tipologie di ancoraggio (asole normali, asole con redance, asole impalmate, asole con morsetti) si rimanda alle norme ([UNI ISO 7531, 1992](#)) – ([UNI ISO 8793, 1992](#)) – ([UNI EN 13411-1-2-4, 2002](#)).

Per i capicorda, invece, la norma di riferimento sarà la ([UNI ISO 7595, 1992](#)), mentre per la valutazione del grado di efficienza di una fune in presenza di abrasioni si dovrà fare riferimento alla ([UNI ISO 4309, 1984](#)), che fornisce indicazioni in merito al massimo numero ammissibile di fili rotti in tratti di lunghezza pari a 6 e 30 volte il diametro.

Figura 2.2 – Illustrazione di alcune tipologie di ancoraggi delle funi

In ogni caso, comunque, la fune si riterrà danneggiata e dovrà essere sostituita qualora si manifesti una delle condizioni di seguito elencate:

- a) Un trefolo sia completamente rotto o quando abbia subito danni che ne riducano la sezione in un punto del 40%.
- b) Il suo diametro totale si sia ridotto del 10% rispetto al diametro originale anche in un solo punto.
- c) L'anima fuoriesca dai trefoli anche in un solo punto.
- d) La fune si presenti con schiacciamenti, ammaccature, torsioni o piegature permanenti provocate da spigoli vivi o da scarrucolamenti.
- e) La fune pur essendo sotto carico presenta uno o più trefoli allentati o sporgenti dalla fune.

Si ricorda, infine, che le funi vengono certificate mediante un "ATTESTATO DI GARANZIA", in accordo al [DPR 459 del 24 Luglio 1996](#) ed alla [Direttiva Macchine 89/392, 91/391, 93/44 e 93/68](#), per cui su ogni fune viene applicato il codice di rintracciabilità mediante un tubetto in PVC termoretraibile contenente tutti i dati necessari all'identificazione della stessa. (ad esempio: C.Rint:877/200/0005/00002)

Figura 2.3 – Esempio del codice di rintracciabilità

2.2.4 Reggette – Nastro per CAM

Le caratteristiche dell'acciaio utilizzato per la produzione delle regge (nastro) impiegate nella applicazione della tecnologia C.A.M. (Cucitura Attiva della Muratura) differiscono in relazione alla ditta produttrice ma, generalmente, non si discostano molto dal valore medio di 700 N/mm². A titolo di esempio, nel seguito, si riportano le tabelle indicanti le caratteristiche commerciali di alcune ditte produttrici.

Tabella 2.21- Caratteristiche delle regge supportate dalle macchine tensionatrici ([Catalogo FROMM](#))

Tabella 2.22 – Esempio delle caratteristiche delle regge ([Catalogo Modenastri s.r.l](#))

2.2.5 Ossidazione degli elementi metallici

Nel caso di utilizzazione di elementi in acciaio, è utile ricordare che la durabilità è strettamente legata ad eventuali fenomeni di ossidazione e corrosione del materiale.

La corrosione semplice può essere in genere descritta tramite una reazione eterogenea di tipo chimico, o elettrochimico, che avviene sulla superficie del metallo ossidato, intendendo in senso più ampio ogni reazione in cui il metallo stesso perde elettroni ([Colombo, Zanoni 1999](#)). La corrosione è un processo innescato dall'ambiente, in cui giocano un ruolo fondamentale e sinergico, atmosfera, acqua (dolce o salata), suolo, sostanze inquinanti ed altri fattori. Nel processo corrosivo, l'ambiente esterno funge da elettrolito tra aree anodiche e catodiche rappresentate da due metalli o da microaree dello stesso metallo, aventi potenziali elettrici differenti.

Tutti i rimedi, per evitare tale processo, possono essere ricondotti a due metodologie che proteggono il metallo mediante, rispettivamente, la protezione catodica, o l'interposizione di "barriere" tra l'ambiente ed il metallo. In un caso si evita che il metallo venga a contatto diretto con gli agenti che ne provocherebbero l'ossidazione, nell'altro si "accetta" lo scambio di elettroni, ma a danno di un terzo componente, detto appunto sacrificale, che perderà elettroni al posto dell'elemento che vogliamo proteggere. Un terzo sistema di protezione, così detto Duplex, consiste nell'utilizzare contemporaneamente i due metodi appena descritti. Tipico esempio di protezione Duplex è la zincatura, che funge da barriera per gli agenti ossidanti e, nello stesso tempo, offre una protezione catodica.

Nell'ambito della protezione, i più comuni sistemi sono le vernici, i prodotti a base di catrame, o le placcature con metalli, che non siano lo zinco. I materiali che possono essere impiegati per il rivestimento sono svariati e, mediante il film protettivo, assicurano una difesa passiva nei confronti dell'ambiente esterno.

Un differente discorso vale per i tipi di acciaio studiati appositamente per resistere agli agenti corrosivi. In tali acciai la resistenza alla corrosione è data dalla presenza, tra i leganti, del Cr il quale agisce formando sulla superficie uno strato di ossido. Lo strato che si forma è molto sottile (qualche decina di micron), compatto e aderente: in pratica il cromo si ossida facilmente ed evita così il contatto diretto dell'ambiente con il ferro che costituisce l'acciaio. Una buona efficienza dello strato protettivo è ottenibile solo se la percentuale di Cr presente in lega è superiore al 12%, altrimenti l'ossido che si ottiene risulta poco compatto e perciò poco protettivo. Questo tipo di protezione è in genere ottimale nelle più svariate condizioni, dall'ambiente umido, all'ambiente marino, alle alte temperature ecc. Il meccanismo di formazione dell'ossido è però diverso a seconda dell'ambiente in cui ci si trova.

Esistono diversi tipi di acciai inox, ma si possono comunque distinguere alcune classi principali:

- FERRITICI

- MARTENSITICI
- AUSTENITICI
- DUPLEX
- INDURITI PER PRECIPITAZIONE

I primi acciai inox ad essere elaborati ed utilizzati sono stati gli acciai ferritici, martensitici

e austenitici. Tra questi, gli austenitici hanno la miglior resistenza all'ossidazione, mentre i martensitici hanno le migliori proprietà meccaniche.

Gli acciai duplex sono stati scoperti successivamente (quasi per caso) e sono costituiti da acciai ferritici cui viene aggiunta una certa percentuale di austenite. Successivamente sono nati i super-duplex che contengono anche N e che presentano una elevata resistenza alla stress corrosion.

Gli acciai inox induriti per precipitazione presentano una buona resistenza meccanica e possono essere impiegati anche alle elevate temperature..

2.2.6 Messa a terra

Premesso che tale problematica, ovviamente, è legata alle sole opere in metallo, essendo questi buoni conduttori, si descrivono nel seguito alcune nozioni sull'argomento.

La messa a terra di un manufatto ha lo scopo di trasferire, mediante un conduttore appositamente dedicato, l'eventuale carica elettrostatica presente sull'opera evitando, così, che l'energia possa trasferirsi al suolo tramite un essere umano che venga accidentalmente a contatto con la struttura metallica.

Le cause per cui si può avere una differenza di potenziale tra il manufatto metallico ed il suolo sono essenzialmente legate a due fattori: fulmini e correnti vaganti.

Per quanto riguarda i primi, generalmente, sarà possibile evitare la realizzazione di appositi sistemi di dissipazione dell'energia, poiché, essendo i presidi abitualmente di altezza inferiore alle strutture presidiate, la probabilità che possano essere interessati da fulmini risulta bassissima. Per quanto attiene alle correnti vaganti, invece, andrà misurata la resistività del suolo e, qualora risulti minore di 200 Ω , si dovrà procedere ad un opportuno calcolo che definisca il numero di pozzetti di messa a terra, la profondità dei dispersori ("puntelli" di messa a terra) da infiggere nel suolo, e la sezione dei cavi atti a trasferirne la corrente.

2.3 Cemento Armato e Muratura

Non è frequente realizzare opere provvisoriale in muratura e ancor meno in cemento armato, sia perché la loro tipologia mal si abbina alla caratteristica di temporaneità, sia perché il loro impiego, in condizioni di emergenza, è tutt'altro che agevole e veloce. Per una qualsiasi opera in cemento armato, la tecnologia impone una serie di difficoltà operative, quali la realizzazione di casseformi, l'accessibilità di betoniere e autopompe per il getto, nonché il differimento temporale tra la realizzazione e la messa in servizio dell'opera, in attesa dell'opportuna stagionatura del calcestruzzo. Tutti questi inconvenienti, sommati alla necessità di disporre di armatura in acciaio opportunamente sagomata, rende ordinariamente poco adatta la tecnologia del c.a. nella realizzazione di presidi urgenti post terremoto. Si rimanda, quindi, alla vigente normativa sulle costruzioni in c.a. e ai testi specializzati, per una trattazione dettagliata delle problematiche specifiche, riportando nel seguito alcune informazioni fondamentali sulle caratteristiche del materiale.

Il modulo elastico ed il coefficiente di Poisson del calcestruzzo valgono, rispettivamente:

$$E_c = 5700 \sqrt{R_{ck}} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\nu = 0,2 \quad \text{(a seconda dello stato di sollecitazione)}$$

La resistenza media a trazione viene assunta pari a:

$$f_{ctm} = 0,27 \sqrt[3]{R_{ck}^2} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ed il coefficiente di dilatazione termica, in mancanza di una sperimentazione diretta, può assumersi pari a $\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$.

Analogamente a quanto detto per il legno, anche il calcestruzzo, a meno di non utilizzare additivi speciali, subisce il fenomeno del ritiro in funzione dell'umidità relativa. In mancanza di sperimentazione diretta, si possono assumere i valori della $\varepsilon_{cs}(t_{00}, t_0)$ riportati in tab. 2.23 :

a) atmosfera con umidità relativa di circa 75%

T_0	$\alpha \leq 20$ cm	$\alpha \geq 60$ cm
1÷7 giorni	$0,26 \cdot 10^{-3}$	$0,21 \cdot 10^{-3}$
8÷60 giorni	$0,23 \cdot 10^{-3}$	$0,21 \cdot 10^{-3}$
>60 giorni	$0,16 \cdot 10^{-3}$	$0,20 \cdot 10^{-3}$

b) atmosfera con umidità relativa di circa 55%

T_0	$\alpha \leq 20$ cm	$\alpha \geq 60$ cm
1÷7 giorni	$0,43 \cdot 10^{-3}$	$0,31 \cdot 10^{-3}$
8÷60 giorni	$0,32 \cdot 10^{-3}$	$0,30 \cdot 10^{-3}$
>60 giorni	$0,19 \cdot 10^{-3}$	$0,28 \cdot 10^{-3}$

Tabella 2.23 – parametri di valutazione del ritiro del calcestruzzo

dove:

t_0 età del conglomerato a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro

a dimensione fittizia = $2 \cdot A_c / u$

A_c area della sezione di conglomerato

u perimetro della sezione di conglomerato a contatto con l'atmosfera

Per valori intermedi si interpola linearmente.

Per la viscosità, in mancanza di sperimentazione diretta, e se il conglomerato è stato sottoposto ad una tensione al più uguale a $0,3 R_{ckj}$ (al tempo $t_0 = j$ di messa in carico), la valutazione del coefficiente finale di viscosità $\varphi(t_{00}, t_0)$ può effettuarsi con riferimento alla tab. 2.24.

1) atmosfera con umidità relativa di circa 75%

t_0	$\alpha \leq 20$ cm	$\alpha \geq 60$ cm
3÷7 giorni	2,7	2,1
8÷60 giorni	2,2	1,9
>60 giorni	1,4	1,7

2) atmosfera con umidità relativa di circa 55%

t_0	$\alpha \leq 20$ cm	$\alpha \geq 60$ cm
3÷7 giorni	3,8	2,9
8÷60 giorni	3,0	2,5
>60 giorni	1,7	2,0

Tabella 2.24 – parametri di valutazione del ritiro del calcestruzzo

Un discorso analogo a quello fatto per il cemento armato, vale per i presidi in muratura. Anch'essi pongono difficoltà tecnologico-operative, anche se in taluni casi, come la

chiusura di vani finestra e vani porta, la loro realizzazione può risultare di facilità confrontabile con quella relativa ad altre tecnologie. È ovvio che si preferiranno materiali di produzione industriale (mattoni pieni o semipieni strutturali, blocchi di calcestruzzo) di facile reperibilità e di caratteristiche affidabili, e malte di buone caratteristiche, preferibilmente cementizie, facendo riferimento alla vigente normativa per la individuazione delle caratteristiche meccaniche necessarie alla progettazione del presidio.

Tabella 2.25 - Tipi di malta e loro classi definite in rapporto alla composizione in volume

In tali casi, il valore della resistenza a compressione f_k può essere dedotto dalla resistenza a compressione degli elementi e dalla classe di appartenenza della malta tramite la **Tabella 2.25**. La validità di tale tabella è limitata a quelle murature aventi giunti orizzontali e verticali riempiti di malta e di spessore compreso tra 5 e 15 mm. Per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare; in nessun caso sono ammesse estrapolazioni. Per le murature che non soddisfino alla precedente condizione, la tabella seguente non è valida e si procederà alla determinazione sperimentale della f_k .

Tabella 2.26 - Valore della f_k per murature in elementi artificiali pieni e semipieni

Nelle ipotesi per le quali è utilizzabile la tabella 2.26, è altresì possibile dedurre i valori della resistenza caratteristica a taglio della muratura in assenza di carichi verticali f_{vk0} , qualora non si proceda alla determinazione per via sperimentale su campioni di muro, mediante le **Tabella 2.27** e **Tabella 2.28**.

La resistenza caratteristica a taglio della muratura, funzione dell'effetto combinato delle forze orizzontali e dei carichi verticali agenti nel piano del muro, può essere ricavata tramite la seguente relazione:

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

ed inoltre, per elementi resistenti artificiali semipieni o forati dovrà essere

$$f_{vk} \leq f_{vk \text{ lim}}$$

in cui:

f_{vk0} : resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali;

σ_n : tensione normale media dovuta ai carichi verticali agenti nella sezione di verifica;

$f_{vk \text{ lim}}$: valore massimo della resistenza caratteristica a taglio, che può essere impiegata nel calcolo.

I valori di $f_{vk \text{ lim}}$ saranno assunti pari a:

$$f_{vk \text{ lim}} = 1.4 \overline{f_{bk}}$$

essendo $\overline{f_{bk}}$ il valore caratteristico della resistenza degli elementi in direzione orizzontale e nel piano del muro.

Tabella 2.27 - Valore di f_{vk0} per murature in elementi artificiali in laterizio pieni e semipieni

Tabella 2.28 - Valore di f_{vk0} per murature in elementi artificiali in calcestruzzo pieni e semipieni

Riguardo alla durabilità, il calcestruzzo armato e, soprattutto, la muratura offrono le maggiori garanzie, essendo materiali normalmente utilizzati, senza particolari precauzioni, nelle opere definitive.

2.4 Materiali innovativi

Tra i materiali innovativi utilizzabili nella realizzazione di opere provvisorie, di particolare interesse è il poliestere, per le sue caratteristiche meccaniche, la sua leggerezza, la sua facilità e flessibilità d'impiego. I poliesteri sono polimeri sotto forma di fibre.

Data la grande varietà di prodotti realizzabili oggi, è praticamente possibile produrre materiali dalle caratteristiche più svariate. Il poliestere dà luogo al PET, ma anche al PEN che colma le carenze del primo. Il PET infatti, ha una temperatura di transizione vetrosa, temperatura alla quale rammollisce, troppo bassa. Per ovviare il problema si fa ricorso al PEN (polietilennaftalato).

Il PEN ha una temperatura di transizione vetrosa più elevata rispetto al PET, tanto da sopportare anche il calore del lavaggio per la sterilizzazione delle comuni bottiglie contenenti bibite, che si è soliti produrre con questo materiale. La sua elevata resistenza al calore ne consente la combinazione con il PET per ottenere caratteristiche di resistenza al calore adeguate, ad esempio, alla produzione di bottiglie. E' quindi evidente come, con piccoli "accorgimenti" di produzione, si riescano a modificare, nel modo più opportuno, le caratteristiche dei materiali in relazione agli impieghi cui sono soggetti.

L'utilizzo del poliestere nelle opere provvisorie post-sisma è soprattutto finalizzato a realizzare tirature e cerchiaggi, sia dell'intero corpo di fabbrica che di singoli elementi strutturali (pilastri, pareti), utilizzandolo in forma di funi e cinghie.

A titolo di confronto sono riportati in [Tabella 2.28](#) i carichi di rottura di vari prodotti potenzialmente utilizzabili allo scopo di cerchiaggio delle strutture.

Tabella 2.29 – Confronto tra le caratteristiche meccaniche di materiali impiegabili per gli stessi scopi.

Per una migliore efficienza degli elementi in poliestere, le case produttrici scrivono anche opportuni decaloghi da rispettare per una corretta conservazione dei materiali, ricordando, in particolare, che le abrasioni riducono notevolmente la vita del prodotto, per cui va regolarmente controllato il logorio contro le superfici.

Un ulteriore dato interessante per valutare le qualità delle resine impiegabile nella produzione di cinghie e funi, è quello relativo alle loro caratteristiche di allungamento a trazione, rilevate su campioni postpolimerizzati, per 5 ore a 80°C. La resina poliestere, sottoposta a trazione, subisce un allungamento del 3% circa, ed è la prima a cedere. La vinilestere è ad un livello leggermente superiore, con un allungamento del 4.5%, mentre l'epossidica raggiunge valori attorno all'8%. Tali valori, ovviamente, sono del tutto indicativi, poiché è praticamente possibile ottenere materiali dalle caratteristiche volute.

Per quanto riguarda la capacità di resistenza ai raggi Ultra Violetti, inoltre, salvo particolari accorgimenti da adottare nella fase di produzione, ma che possono far crescere i costi, molto spesso vengono utilizzati rimedi alternativi, quali la creazione di materiali compositi in cui il nucleo fornisce la resistenza e la corteccia esterna protegge dagli effetti dei raggi UV. In tal modo, quindi, si garantisce una grande durabilità del materiale.

Figura 2.4 – Deformazione viscosa del poliestere ([Hollaway L. 1993](#))

Si riportano nel seguito esempi di cataloghi commerciali indicanti le caratteristiche peculiari dei differenti prodotti, con relativo materiale illustrativo, ricordando che è consigliabile utilizzare solo cinghie corredate di opportuna certificazione, al fine di conoscere il reale coefficiente di sicurezza rispetto al collasso. Si ricorda, infatti, che l'UNI stabilisce i seguenti coefficienti di sicurezza :

- Per i nastri di sollevamento: Coefficiente di Sicurezza = 7
- Per i ganci, i grilli e le funi di acciaio: CDS = 5
- Per le catene da sollevamento: CDS = 7

Si sottolinea che, spesso, le ditte produttrici sono solite indicare non già il carico limite di lavoro, indicato anche come carico di portata o WWL (Working Load Limit), bensì il reale carico di rottura. In tali casi, prima di impiegare tali prodotti, è opportuno determinare il massimo carico di lavoro sostenibile, in funzione del coefficiente di sicurezza da adottare.

Figura 2.5 - Esempi di cinghie commerciali in poliestere, con i relativi dispositivi di chiusura - (Catalogo Monteisola Corde Snc di Ribola Giorgio & C)

Tabella 2.30-Caratteristiche di resistenza delle cinghie riportate in **Figura 2.5** - (Catalogo Monteisola Corde Snc di Ribola Giorgio & C)

Figura 2.6 - Caratteristiche di resistenza della cinghia riportata in figura - (Catalogo Monteisola Corde Snc di Ribola Giorgio & C)



Riferimenti Bibliografici

EUROCODICE 5, 1995. *Progettazione delle strutture in legno – Parte 1-1.* Ente Nazionale Italiano di Unificazione, Milano 1995

Caironi M., Bonera L. 2002. *Il legno lamellare – Il calcolo2* . Habitat Legno s.p.a., Edolo (BS) 2002

Caironi M., Bonera L. 2001. *Il legno lamellare – Il calcolo* . Habitat Legno s.p.a., Edolo (BS) 2001

Giordano G. 1999. *Tecnica delle costruzioni in legno.* Hoepli, Milano 1999.

Norma UNI EN 1912, 1997. *Legno strutturale - Classi di resistenza - Assegnazione delle categorie visuali e delle specie.* UNI, Milano 1997

Norma UNI EN 338, 1997. *Legno Strutturale Classi di resistenza.* UNI, Milano 1997

Norma UNI EN 384, 1997. *Legno Strutturale Determinazione dei valori caratteristici delle proprietà meccaniche e della massa volumica.* UNI, Milano 1997

Norma UNI EN 518, 1997. *Legno Strutturale Classificazione- Requisiti per il legno classificato a macchina secondo la resistenza e per le macchine classificatrici.* UNI, Milano 1997

Norma UNI EN 519, 1997. *Legno Strutturale Classificazione- requisiti per le norme di classificazione a vista secondo la resistenza.* UNI, Milano 1997

CNR 10011 /85, 1985. *Istruzioni CNR sulle costruzioni metalliche – Roma 1985*

D.M. LL.PP. 9/1/1996. *Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale, precompresso e per le strutture metalliche.*

Gazzetta Ufficiale 5 febbraio 1996, Roma.

Ballio G., Mazzolani F. 1994. *Strutture in acciaio*. Hoepli, Milano 1994.

Catalogo Oppo S.p.a. – sito internet <http://www.oppo.it/>

Catalogo Dalmine S.p.a. – sito internet <http://www.dalmine.it/>

Norma UNI ISO 2408, 1992. *Funi di acciaio per usi generali. Caratteristiche*. UNI, Milano 1992.

Catalogo Verpelli & C. S.r.l. – sito internet <http://www.verpelli.com/>

Norma UNI ISO 7531, 1992. *Brache a fune di acciaio per usi generali. Caratteristiche e prescrizioni*. UNI, Milano 1992.

Norma UNI ISO 8793, 1992. *Funi di acciaio. Estremità con manicotti*. UNI, Milano 1992

Norma UNI EN 13411-1 2002. *Estremità per funi di acciaio -Sicurezza- Redance per brache*. UNI, Milano 2002

Norma UNI EN 13411-2 2002. *Estremità per funi di acciaio -Sicurezza- Impalmature delle asole per brache a fune di acciaio*. UNI, Milano 2002

Norma UNI EN 13411-4 2002. *Estremità per funi di acciaio -Sicurezza- Capocorda con metallo fuso o resina*. UNI, Milano 2002

Norma UNI EN 13411-2 2002. *Funi di acciaio. Asole impalmate per brache*. UNI, Milano 2002

Norma UNI ISO 7595, 1992. *Procedimenti di terminazione delle funi metalliche. Attacco di estremità con metallo fuso*. UNI, Milano 1992

Norma UNI ISO 4309, 1984. *Funi metalliche per apparecchi di sollevamento. Criteri di verifica e sostituzione delle funi*. UNI, Milano 1984.

Catalogo Modena Nastri s.r.l. - sito internet <http://www.modenastri.it>

Catalogo FROMM - Packagig systems 2002

Ciuffi, Gagnor, Giovannelli, Pastorini, Solano, 1966. *La pitturazione delle costruzioni in acciaio*. Cisa, Genova 1973

Colombo D. Zanoni L. 1999, *Fenomeni di usura e corrosione sulle leghe metalliche ed in particolare sugli acciai inox*, Atti Università di Trento 1999.

D.P.R. n. 462 , 2001 *Norme di semplificazione del procedimento per la denuncia di installazioni e dispositivi di protezione contro le scariche atmosferiche, di dispositivi di messa a terra di impianti elettrici e di impianti elettrici pericolosi*. Gazzetta Ufficiale, Roma 2001

CEI 64-2 1998. *Impianti elettrici nei luoghi con pericolo di esplosione*. Com. elettr. Italiano CEI, Roma 1998

CEI 81-1/2, 1998 *Protezione di strutture contro i fulmini*. Comitato elettrotecnico Italiano CEI, Roma 1998

D.M. LL.PP. 20/11/1987. *Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento.* Gazzetta Ufficiale, Roma.

Braga F. (coordinatore) 1992. *Manuale per la valutazione della sicurezza nei confronti del sisma e per l'adeguamento antisismico.* Ordine degli Ingegneri della Provincia di Potenza, Potenza 1992

EUROCODICE 2, 1992. *Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1.* Ente Nazionale Italiano di Unificazione, Milano 1992

Hollaway L. 1993. *Polimer Composites for civil and structural engineering.* Chapman & Hall, Great Britain 1993

Catalogo Monteisola Corde Snc di Ribola Giorgio & C. – sito internet
<http://www.corde.it/inglese/acc18.html>

*
- In passato la classificazione italiana individuava solo tre Categorie in funzione del numero e della dimensione dei nodi e del parallelismo delle fibrature. Le norme tedesche DIN 1052, invece, individuano 7 classi di resistenza che si differenziano oltre che per le caratteristiche possedute, anche in funzione del tipo di selezione compiuta (meccanica, o manuale). Con la sigla S si indica una selezione di tipo visuale e con M una di tipo meccanico.

4 INTERVENTO DI MESSA IN SICUREZZA; IN RELAZIONE ALLA TIPOLOGIA DI COLLASSO

La classificazione delle opere provvisionali è basata, tradizionalmente, sulla definizione delle tipologie di presidi, indipendentemente dal tipo di collasso che impediscono, potendosi utilizzare, per la stessa tipologia di danno, differenti tipi di presidi. Ai fini di una corretta ed efficiente progettazione, è però utile correlare il tipo e le modalità di danneggiamento con le tipologie di opere provvisionali da adottare per contrastare l'evoluzione del danno, nell'ambito di un processo progettuale che dovrebbe procedere con i seguenti passi:

- 1) Riconoscimento della tipologia edilizia;
- 2) Valutazione dell'entità del danno;
- 3) Riconoscimento del meccanismo di danno;
- 4) Valutazione della necessità dell'intervento provvisoriale, sulla base di 1) e 2)
- 5) Individuazione della tipologia d'intervento (demolizione totale o di parti strutturali o non strutturali, realizzazione di opere provvisionali di sostegno dei carichi verticali e/o di ritegno rispetto ad azioni orizzontali, etc.) e della tecnologia più adatta alla situazione particolare;
- 6) Progetto dell'opera provvisoriale.

Avendo già trattato nei precedenti capitoli i punti da 1) al 4), in questo capitolo viene affrontata la problematica indicata al punto 5, riassumendo, innanzitutto, le funzioni delle singole tipologie di intervento, descritte in maggior dettaglio nei successivi capitoli, cercando poi di correlare a ciascun danno le tipologie di intervento più adatte. Nei capitoli successivi verranno forniti gli strumenti progettuali necessari alla corretta realizzazione della singola opera provvisoriale (punto 6).

4.1 Puntelli

Con tale termine vengono individuati gli elementi di presidio costituiti da aste operanti esclusivamente o prevalentemente a compressione. Essi possono, a loro volta, essere distinti in ritegni e/o sostegni. I ritegni hanno lo scopo di contenere eventuali cedimenti che possono manifestarsi con rotazioni o ribaltamenti di parti strutturali, i sostegni provvedono invece a sorreggere il carico.

In funzione della loro disposizione, inoltre, è possibile effettuare un'ulteriore distinzione: puntelli verticali e inclinati.

I puntelli con finalità di sostegno sono, normalmente, puntelli verticali realizzati con uno dei tre materiali tradizionali: acciaio, legno o muratura. Raro è l'uso del c.a., che richiede preparazioni e lavorazioni più complesse. L'utilizzazione dei puntelli commerciali in acciaio offre notevoli vantaggi per rapidità e praticità nell'installazione (*figura 4.1*), quando le altezze in gioco non superano i 4-5 m, essendo concepiti e progettati appositamente per assolvere tale funzione. Una valida alternativa, anche se più laboriosa e meno rapida, soprattutto nel range di altezza ottimale per i puntelli in acciaio, è costituita dai sostegni in legno. L'uso della muratura, talvolta anche a secco, in forma di pilastri o pareti, è limitata ai casi in cui i notevoli ingombri del puntello non possano creare difficoltà all'accesso o alla fruibilità dei luoghi. L'elevato peso della muratura, legato al ridotto rapporto di efficienza resistenza/peso, limita questo tipo di intervento quasi sempre ai soli piani terra. Fanno eccezione gli interventi di puntellamento dei vani finestra e delle aperture in genere, per i quali questa tipologia, applicata in forma di pareti di tamponatura, resta tra le più utilizzate ed anche tra le più efficienti ai fini del comportamento globale della struttura (compatibilmente con le esigenze funzionali).

I puntelli di sostegno trovano efficace applicazione negli edifici in muratura, per sostenere

solai, travi portanti, architravi ed altri elementi secondari dissestati e per coadiuvare l'azione, operando in parallelo, di colonne o pareti che manifestano perdite della loro capacità portante. Un'evoluzione dei puntelli di sostegno per archi e volte murari è costituita dai sistemi di centinatura, trattati separatamente in un successivo paragrafo. Negli edifici in c.a. i puntelli di sostegno trovano efficace applicazione ancora nel sostegno delle strutture orizzontali danneggiate (solai, travi) o nell'affiancamento di pilastri danneggiati, che hanno perso in parte o in toto la loro capacità portante.

Figura 4.1 - Esempio di puntelli in acciaio.

Figura 4.2 - Esempio di tamponatura delle aperture.

I puntelli di ritegno sono generalmente puntelli inclinati finalizzati a contrastare meccanismi di ribaltamento di pareti e, più in generale, di meccanismi di collasso globale dell'intera struttura o di parti significative. Alternative più o meno valide, soprattutto negli edifici in muratura, sono costituite da tiranti, catene o cerchiaggi globali o ancora da speroni e contrafforti.

Figura 4.3 - Schema del sistema di puntelli inclinati.

La complessità della soluzione è legata all'entità e, soprattutto, al meccanismo di collasso che il sistema di puntellamento deve contrastare, nonché all'opera oggetto dell'intervento, passando dal puntello singolo sino alla realizzazione di vere e proprie strutture reticolari, queste ultime rese necessarie dalla limitazione della luce libera di inflessione dei puntoni. La tipologia più utilizzata per questo tipo di intervento è senza dubbio quella in legno, generalmente preferita per ragioni di praticità, montaggio e costo alle tipologie in acciaio. Il ricorso a queste ultime è in genere riservato alle situazioni più impegnative. I puntellamenti in legno sono di antica origine (**Figura 4.4**) e derivano dall'esperienza pratica delle popolazioni, sebbene spesso siano stati applicati in maniera errata e curando poco alcuni dettagli (collegamento alla struttura, contrasto a terra, controventamento, etc.), essenziali all'efficacia dell'intervento. Frequente è l'utilizzazione di puntelli di contrasto, disposti tra l'immobile danneggiato e l'immobile ad esso prospiciente, contando sulla capacità di quest'ultimo di assorbire le spinte statiche determinate dal meccanismo di collasso attivato nell'immobile danneggiato e quelle dinamiche prodotte da scosse sismiche successive (**Figura 4.4**). Se da un lato questo tipo di puntellazione può offrire vantaggi notevoli in termini di ingombro sul piano strada, dall'altro è evidente la precarietà di tale tipo di presidio, accettabile solo in una primissima fase di intervento, per operare in maggior sicurezza nella messa in opera di un presidio più efficace e, possibilmente, indipendente dal contributo di strutture limitrofe.

Negli edifici in c.a. i puntelli di ritegno debbono, in generale, svolgere un'azione controventante complessiva rispetto all'intera struttura, piuttosto che contrastare il collasso di singole porzioni di struttura muraria. In tale ottica l'impegno di un sistema di puntellamento di ritegno è ancora maggiore, essendo le masse in gioco quelle dell'intero organismo strutturale. È opportuno valutare, in tali casi, la possibilità di ricorrere, compatibilmente con le condizioni statiche dello stabile e l'accessibilità all'interno, a sistemi di controventamento delle maglie strutturali, eventualmente realizzati ancora con aste inclinate in legno o acciaio, o con tamponamenti di muratura portante.

Figura 4.4 Puntelli di ritegno relativi al sisma di Messina del 1908 ed al sisma del Pollino (PZ) del 1998.

4.2 Catene e Cerchiature

Catene e tiranti sono tra i più antichi interventi sulle murature esistenti, per contenere i

dissesti di archi e volte, migliorare i collegamenti tra diversi elementi strutturali (pareti ortogonali, solai e pareti), e realizzare un comportamento dell'edificio in muratura quanto più vicino possibile a quello scatolare. Tali interventi sono stati spesso utilizzati come interventi definitivi e, utilizzati come opere provvisorie, possono concorrere alla definitiva soluzione di problematiche di dissesto insorte successivamente alla costruzione dell'edificio.

Figura 4.5 - Differenti tipologie di capichave esterni.

In una logica di opera provvisoria, l'intervento immediato più semplice, quando è praticabile, e con minimi rischi operativi consiste nell'applicazione di tiranti perimetrali esterni in forma di cerchiatura complessiva della struttura in esame. Tale intervento risulta più agevole, efficace e spesso esaustivo, se applicato a manufatti di dimensioni contenute, quali ad esempio i campanili (v. fig. 4.6), mentre può rappresentare solo una prima fase di messa in sicurezza, da completare con successivi inserimenti di tiranti all'interno dell'edificio, per immobili di maggiore estensione in pianta.

A differenza di un intervento di ristrutturazione, le catene e le cerchiature globali, realizzate come opere di primo intervento, spesso non vengono "integrate" nel contesto murario, per facilitare e velocizzare l'operazione di posa in opera.

Figura 4.6 - Cerchiatura realizzata con materiali tradizionali ed innovativi.

Il materiale prevalentemente utilizzato per questi interventi è l'acciaio, grazie alle sue elevate caratteristiche di resistenza a trazione, sia per la realizzazione del tirante vero e proprio che del sistema di ancoraggio (piastre, capichave). Di recente introduzione sono i materiali polimerici, quali ad esempio il poliestere utilizzato in forma di cinghie e funi, particolarmente validi per la leggerezza, rapidità di posa in opera e buona efficienza strutturale. Date le loro caratteristiche, il loro uso è particolarmente indicato per operazioni di cerchiaggio globale su strutture di dimensioni contenute.

Uno dei punti delicati nella progettazione e nell'applicazione di catene e tiranti è la realizzazione delle testate di ancoraggio (capichave) e di trasmissione degli sforzi tra il tirante e la muratura. In pratica tutta l'azione che i dispositivi sono in grado di esplicare si trasmette alla struttura mediante l'apparecchio di contatto che, in funzione della sua ampiezza, riuscirà a distribuirne le sollecitazioni evitando che si manifestino localizzazioni degli effetti. Sono frequenti le situazioni in cui l'efficacia della catena è compromessa dall'incapacità della muratura di sopportare le tensioni di contatto e le sollecitazioni taglienti prodotte sulla muratura dal sistema di ancoraggio nel funzionamento del tirante.

Diverse sono le tipologie di capochiave tradizionalmente utilizzati, essenzialmente classificabili in due grandi categorie: a paletto e a piastra.

È sempre da tener presente nella realizzazione come un tirante sia tanto più efficace quanto più immediatamente entra in funzione e dunque quanto più sia possibile regolarne lo stato di messa in tensione e, eventualmente, di regolazione successiva. È perciò importante verificare con quali modalità e con quale efficacia questa operazione possa essere compiuta (preriscaldamento, cunei, manicotti di giunzione filettati, filettatura terminale delle barre, etc.) all'atto della posa in opera e in tempi successivi.

Figura 4.7 - Catene con capochiavi (detti anche chiavarde) correttamente disposti.

All'interno di strutture con archi e volte, le catene rappresentano tuttora la modalità di intervento più efficace ed efficiente anche nell'immediata fase post-sismica. Il massimo beneficio esplicito dalle catene nel comportamento degli archi si ha se queste vengono posizionate alle "reni" dell'arco, cosa non sempre compatibile con l'emergenza e l'urgenza del post-terremoto, essendo operativamente più conveniente disporre le catene nella sezione di imposta degli archi.

4.3 Speroni e Contrafforti

Speroni e contrafforti sono opere di ritegno, volte ad impedire le rotazioni, nonché gli spostamenti orizzontali, di intere pareti di muratura. Essi sono costituiti da muri supplementari, generalmente a paramento esterno inclinato, costruiti in aderenza alle strutture da consolidare. In relazione alle dimensioni del presidio rispetto alle dimensioni del manufatto da presidiare, si parla di contrafforti quando tali dimensioni sono confrontabili, altrimenti si parla di speroni. Questi ultimi si configurano come interventi "puntuali", pur avendo le stesse finalità dei contrafforti

Analogamente ad altre tipologie di opere provvisorie, anche questo tipo di intervento può costituire sia un intervento provvisorio, sia un intervento definitivo per il rinforzo o l'adeguamento della struttura. Una particolare funzione statica è svolta in presenza di coperture voltate, o di archi, per i quali gli elementi previsti a contrastare le spinte non sono correttamente progettati.

L'efficacia degli speroni e dei contrafforti è essenzialmente determinata dalla loro massa, rigidità e forma, in relazione alla capacità di rendere la risultante delle forze quanto più verticale possibile e all'interno dell'impronta a terra del nocciolo centrale d'inerzia, così da opporsi efficacemente alle spinte orizzontali..

Figura 4.8 - Contrafforti relativi ad abitazioni risalenti all'epoca romana.

Per questi interventi il materiale tradizionalmente utilizzato è la muratura, sebbene non sia da escludere oggi la realizzazione in calcestruzzo non armato o debolmente armato.

Nel passato, speroni e contrafforti, rappresentavano certamente una tecnica molto efficiente ed economica ma, le limitate disponibilità di spazio e il notevole impatto estetico sull'opera, oggi ne limitano fortemente l'adozione.

4.4 Centinature di Archi e Volte

Le centinature appartengono alla categoria delle opere di sostegno e costituiscono una struttura sostitutiva della funzione di archi e volte nella trasmissione a terra del carico che originariamente essi sostenevano. Esse vengono realizzate quando il dissesto evidenzia una ridotta capacità della struttura di sostenere i carichi verticali. Per le loro finalità e le caratteristiche strutturali, le centinature non contribuiscono a migliorare la capacità resistente globale dell'edificio alle azioni orizzontali, se non nella misura in cui esse evitano l'insorgere o gli incrementi di spinta propri del funzionamento degli archi e delle volte. Una maggiore efficacia può ottenersi se il sistema di centinatura viene concepito e progettato anche come sistema di controventamento nella luce in cui opera.

Le centinature sono generalmente realizzate in legno, sebbene non sia da escludere l'adozione dell'acciaio, ovviamente per opere di maggior impegno, o la realizzazione di murature di tamponamento, che evidentemente implicano maggiori ingombri. Di fondamentale importanza, ai fini dell'efficacia immediata e durante un terremoto, è la messa in forza della centina, così da assumere immediatamente almeno una parte dei carichi sostenuti dalla struttura muraria.

4.5 Cerchiaggio locale di elementi strutturali

Il danno agli elementi strutturali, particolarmente di quelli a sviluppo monodimensionale (pilastri, travi) prodotto da eccessive sollecitazioni di compressione, di taglio e di flessione, trova un efficace provvedimento negli interventi di cerchiatura locale, capaci di realizzare una forte azione di confinamento.

Il materiale tradizionalmente più utilizzato per le sue caratteristiche di elevata resistenza a

trazione, è l'acciaio, in forma di fasce di cerchiaggio o di sistema combinato di angolari e calastrelli. Un'attenta messa in opera, con preriscaldamento degli elementi di confinamento, permette di realizzare una benefica azione di precompressione trasversale. Più recentemente è stata proposta, come estensione del sistema CAM, l'adozione di sottili nastri di acciaio chiusi a spira, in combinazione con angolari, per la realizzazione di un'efficace azione di confinamento attivo.

Ai fini di interventi di urgenza è stato introdotto l'uso di cinghie di poliestere, chiuse a spira mediante cricchetti capaci di mettere in tensione le cinghie e fornire, quindi, un benefico stato di precompressione all'elemento strutturale.

Gli interventi di cerchiaggio locale sono ugualmente efficaci su elementi murari e su elementi in c.a., grazie ai considerevoli incrementi di resistenza a compressione e duttilità che essi conferiscono nel caso di materiali poco resistenti a trazione. Negli elementi in c.a., il cerchiaggio migliora anche il comportamento ed il contributo resistente delle barre longitudinali, riducendone i fenomeni di instabilità a compressione e migliorandone le condizioni di aderenza con il calcestruzzo. Ovviamente l'incremento delle caratteristiche di resistenza e duttilità a compressione determina anche un netto miglioramento delle stesse caratteristiche a flessione. Infine il cerchiaggio realizza anche un considerevole incremento di resistenza a taglio.

4.6 Tipologie di presidio per gli edifici in muratura

Ai fini di una migliore comprensione della relazione tra il meccanismo di collasso attivato dal terremoto e l'intervento provvisorio più adatto a contrastare l'evoluzione dei fenomeni in atto o il peggioramento per effetto di scosse successive, appare utile rappresentare tale corrispondenza mediante un abaco di scelte progettuali. Ovviamente la scelta è un'operazione che va specializzata al singolo caso. Nella scelta dell'opera provvisoria "ottimale" nel singolo caso, infatti, incidono fattori diversi, dei quali i principali sono:

- la tipologia, la geometria dell'edificio e, eventualmente, dell'aggregato cui appartiene;
- il meccanismo di collasso attivato;
- l'entità, la localizzazione del danno, l'accessibilità all'interno in condizioni sicure;
- i materiali, la mano d'opera, i mezzi d'opera disponibili e l'accessibilità al cantiere;
- l'urgenza dell'operazione e la durata prevista;
- le condizioni di fruibilità (e di "occupabilità") degli spazi circostanti l'edificio.

Questi fattori interagiscono in maniera anche complessa, tendendo a favorire anche soluzioni che, in termini di efficacia assoluta dell'intervento, possono apparire non ottimali. Ad esempio l'intervento su un edificio in muratura fortemente danneggiato e al limite del collasso, nel quale la permanenza all'interno implica rischi non accettabili in relazione ad elevate probabilità di collasso per scosse successive, può inevitabilmente portare alla scelta di puntelli di ritegno, sebbene un intervento con tiranti potrebbe essere più efficace ed economico.

È evidente che una rappresentazione schematica della correlazione tra tipologia di danno e tipologia di opera da adottare, non può che fornire indicazioni di larga massima. Tuttavia si ritiene utile fornire tale rappresentazione come prima indicazione, da approfondire attraverso l'esame di tutti i fattori detti, avendo la consapevolezza che uno strumento progettuale pienamente efficace si realizza solo mediante algoritmi di scelta e progettazione informatizzati.

Per meglio suddividere le funzioni degli interventi negli edifici in muratura, è possibile definire, in relazione alle modalità di collasso individuate da (Zuccaro 1999), le opere provvisorie più indicate. La selezione è svolta in relazione alla efficacia dell'intervento, alla facilità di applicazione, alla durabilità.

Nella tab. 4.1, sono riportati sulla sinistra i meccanismi di danneggiamento per le azioni fuori del piano ed a destra le tipologie di opera provvisoria atta a contrastarli. I soli parametri presi in considerazione ai fini della scelta dell'una o l'altra tipologia sono le caratteristiche della struttura e la quota alla quale si verifica il dissesto.

Tabella 4.1 - Dissesti fuori del piano della muratura.

Un discorso analogo può essere fatto per i dissesti dovuti ad azioni agenti nel piano. In **Tabella 4.2** sono indicate le tipologie di dissesto abbinate alle tipologie di presidi utilizzabili.

Tabella 4.2 - Dissesti nel piano della muratura.

Tabella 4.3 - Dissesti locali – cedimenti di architravi e/o piattabande e di archi e volte.

Nella **Tabella 4.4** si riportano alcune esemplificazioni di tipologie di dissesto e gli interventi posti a presidio in occasione di passati terremoti

Tabella 4.4 - Esempificazione di interventi per meccanismi globali.

Tabella 4.5 - Esempificazione di interventi per meccanismi dissesti locali



Riferimenti Bibliografici

Ballardini R., Doglioni F. 1986. *Indirizzi riguardanti le iniziative ed i comportamenti atti a limitare i danni al patrimonio culturale in caso di sisma.* Comitato Nazionale per la Prevenzione del Patrimonio Culturale dal Rischio Sismico. Roma 12.12.1986.

Bellizzi M. 2000. *Le opere provvisorie nell'emergenza sismica* - Agenzia di Protezione Civile – Servizio Sismico Nazionale - Roma 2000

Bellizzi M., Colozza R., Dolce M. 2001, *Le opere provvisorie nell'emergenza sismica*, X Convegno Nazionale “L’Ingegneria Sismica in Italia”, Potenza-Matera, 2001

Di Pasquale S., Furiozzi B., Messina C., Paolini L. , 1981. *Costruzioni vol. 2.* Le Monnier, Firenze 1981.

Di Pasquale G., Dolce M., 1999. *Raccomandazioni per le opere di messa in sicurezza.* CTS Terremoto 9.09.98. -1999

Falsini L., Michelon A., Vinci M., 1994. *Ponteggi.* DEI tipografia del Genio Civile, Roma 1994.

Mastrodicasa S. 1993. *Dissesti statici delle strutture edilizie.* Hoepli, Milano 1993.

Servizio Sismico Nazionale e Gruppo Ricercatori G.N.D.T. dell’Aquila. 1998. *Manuale per la gestione dell’attività tecnica dei COM.* Servizio Sismico Nazionale, Roma 1998

Zuccaro, G., Papa, F. 2001. *CD Multimediale MEDEA – Manuale di Esercitazione sul Danno Ed Agibilità per edifici ordinari in muratura,* Editore da CAR Progetti srl per SSN-Prot.Civ. – ottobre 2001.

Cigni G. 1978. *Il consolidamento murario.* Ed. Kappa, Roma 1978.

Dolce M., Liberatore D., Perillo G., Spera G. 2001. *Sistemi di puntellamento a presidio di strutture murarie. analisi numeriche.* Atti del XI Convegno Nazionale “L’ingegneria

Sismica in Italia”, Genova 2004.

Bollettino Ufficiale della Regione Marche, 2000. Codice di pratica (Linee Guida);
Bollettino Ufficiale della Regione Marche n. 15 - ed. straordinaria del 29/09/2000

5 PUNTELLI VERTICALI

5.1 Presupposti e scopi

L'azione dei puntelli verticali è volta essenzialmente a fronteggiare il dissesto da traslazione verticale.

I puntelli esplicano azioni concentrate sulla massa presidiata, per questo lo stato della zona muraria direttamente interessata deve essere tale da garantire l'assorbimento di queste azioni localizzate. In assenza di questa condizione, si procede preventivamente al consolidamento locale della zona muraria direttamente sottoposta alla reazione del puntello con colli o iniezioni a bassa pressione di malta cementizia. Lo stesso vale nella zona di piede del puntello, nel caso la massa presidiante sia la muratura sottostante. In alternativa si disporranno opportuni elementi di ripartizione degli sforzi, in maniera da ridurre le tensioni nei materiali delle masse presidiata e presidiante a valori accettabili.

Gli scopi teorici di questo tipo di puntellatura, in relazione al tipo di massa presidiata, si possono così riassumere:

Impedire la traslazione verso il basso della parte di muratura che, a causa di lesioni o parziali crolli con apertura di brecce, ha il suo grado di vincolo notevolmente ridotto.

Fornire l'appoggio d'estremità alle travi di solaio, quando quello originario ha perso di efficacia o è venuto completamente a mancare.

Fornire un appoggio intermedio alle travi di solaio in modo da ridurre la sollecitazione flettente in campata, quando dall'eccessiva deformazione o dalla fessurazione si riconosce uno stato critico di regime flessionale per questi elementi.

Provvedere allo scarico parziale delle zone di spalletta dei vani, assumendo in parte l'onere statico derivante dalla muratura sovrastante l'architrave.

In ogni caso lo scopo è di trasmettere i carichi raccolti dal puntello alla massa presidiante.

L'obiettivo pratico dell'intervento è il trasferimento del carico sul puntello, e dunque occorre che questo entri in compressione all'atto della posa in opera. Per raggiungere tale scopo si forzano delle biette alla testa ed eventualmente al piede del puntello. La massa presidiante deve rappresentare un vincolo rigido, ossia senza cedimenti apprezzabili, per poter mantenere in compressione l'elemento.

Si cerca di distribuire quanto più possibile l'azione concentrata del puntello con la frapposizione di tavole, nel caso si utilizzi il legno. I puntelli in muratura di solito hanno sezione già ampia, ma anche per questi si potrebbe pensare ad un allargamento in testa e, eventualmente, al piede.

5.2 Vantaggi e Svantaggi

La puntellatura verticale può essere realizzata con elementi in legname, tubi in acciaio o in muratura strutturale. Si elencano di seguito i pro e contro di un intervento realizzato con puntoni e traversi in legname rispetto agli altri.

<p>La messa in opera è agevole, rapida ed effettuabile su larga scala, non richiedendo manodopera specializzata ed essendo i materiali utilizzati facilmente reperibili. E' possibile optare per diverse geometrie dei sistemi con la possibilità di conservare la transitabilità attraverso i vani. Se realizzato in ambienti interni, il materiale non è soggetto all'azione degli</p>	<p>Necessita di adeguate condizioni di vincolo alla base ed al piede dei puntelli. Il suo contributo alle azioni orizzontali è nullo o trascurabile rispetto a quello delle tamponature. Il materiale è difficilmente riciclabile, al contrario dei tubi in acciaio. Richiede l'accessibilità all'interno della struttura da presidiare e la permanenza per</p>
--	---

<p>agenti atmosferici, e presenta caratteristiche di buona durabilità. Sono di massa contenuta rispetto alle tamponature</p>	<p>tutta la durata dell'intervento. Se realizzato in ambienti esterni, presenta una ridotta durabilità per l'esposizione agli agenti atmosferici. Necessita di controlli periodici per valutarne il mantenimento in efficienza.</p>
--	---

5.3 Stato dell'arte

E' un intervento che può essere utilizzato:

per sostenere pareti murarie: in corrispondenza di brecce apertesesi nel muro, in corrispondenza di vani agendo sull'architrave;

per il sostegno di solai: quando ci sia, da parte di qualche trave, la perdita dell'appoggio o segno di cedimento a flessione;

come sostegno in corrispondenza di conci di chiave di archi o volte: in questo caso occorre valutare attentamente la natura del dissesto, che dovrebbe essere di tipo superficiale e circoscritto alla zone di intervento, affinché quest'ultimo, che è fortemente localizzato, possa essere di una qualche efficacia.

Questo tipo di puntellatura è eseguito in legno, in muratura oppure con l'ausilio di tubi e giunti in acciaio.

La massa presidiante può essere:

per i piani superiori: una parete muraria, una trave di solaio (possibilità da valutare con attenzione se non è previsto un puntellamento a cascata, che riporti il carico al suolo);

per il piano terra: il suolo stesso con frapposizione di dormienti o una base di traversi e correnti incrociati o, nei casi più onerosi, un plinto in muratura o in c.a...

5.3.1 Puntelli singoli o doppi in legname

Si può intervenire con un *elemento verticale singolo* o con un *sistema doppio di puntelli (figura 5.1)*, collegati alla testa e alla base con dei *traversi*, posti a contatto della massa presidiata e di quella presidiante, e tramite i quali si trasmette l'azione fra puntelli e muratura. Gli elementi vanno portati in compressione mediante l'utilizzo di *biette* opportunamente forzate alle estremità.

(figura 5.2) Sbadacchiature di vani finestre.

Presidiando i vani porta o finestra con delle sbadacchiature, con collegamenti ben realizzati tra gli elementi, si ottiene una riquadratura del vano che porta ad un miglioramento della resistenza delle pareti alle azioni orizzontali. Il contributo delle sbadacchiature al sostegno delle azioni è maggiore se queste includono aste diagonali di controvento.

E' importante che il materiale sia stagionato per evitare il forte ritiro al quale sarebbe altrimenti sottoposto, che, oltre alla fessurazione del legname, potrebbe causare la perdita di contatto e l'inefficacia dell'intervento.

(foto 5.1a) Sbadacchiatura di vano porta.

5.3.2 Tamponatura in muratura

Realizzati in mattoni pieni e malta di cemento, sono interventi ingombranti quanto efficaci. Trovano applicazione nel presidio di vani se di questi non se ne voglia far uso, nel qual caso si può arrivare alla chiusura completa dell'apertura. Possono, eventualmente, contenere aperture a loro volta, per conservare in parte l'utilizzo del vano. Contribuiscono anche ad aumentare la capacità di sopportare carichi orizzontali.

Se possibile, allo scopo di assorbire i carichi verticali in corrispondenza delle aperture o come sostegno a travi, si possono realizzare dei semplici pilastrini in muratura, meno ingombranti ma che esplicano delle azioni maggiormente concentrate rispetto alla tamponatura estesa. Chiaramente nel caso di sostegno di una trave non si deve assolutamente puntellare in falso sui solai, per cui occorre riportare i carichi a terra con un sistema di puntelli presente a tutti i livelli inferiori. I pilastrini non contribuiscono alla capacità portante di forze orizzontali.

(figura 5.3) Presidio di vani finestra a mezzo di nuclei murari.

5.3.3 Puntelli in acciaio

Si prestano bene all'impiego, per la semplicità di messa in opera e per la disponibilità del materiale, le aste in acciaio utilizzate usualmente nella carpenteria. Possono essere singole o da scaffalatura (composta da due elementi verticali controventati con aste di parete. È opportuno utilizzare elementi ad asta telescopica, in commercio presenti con diversi dispositivi per la regolazione dell'altezza e per il bloccaggio. È preferibile realizzare sempre un sistema opportunamente controventato evitando l'applicazione di puntelli isolati, che sotto l'azione sismica possono subire spostamenti in testa con la perdita del contatto e della verticalità.

5.4 Materiali, attrezzature e fasi esecutive

Sono già stati richiamati i materiali utilizzati e le possibili tipologie di puntelli verticali più spesso utilizzate. Si descrivono, nei successivi paragrafi, le fasi da seguire nella realizzazione dell'intervento, trascurando i puntelli verticali realizzati con tubi in acciaio, che presentano una estrema semplicità di messa in opera e per i quali comunque bisogna procedere secondo i criteri precedentemente esposti.

5.4.1 Singolo puntello in legno

Controllo della stagionatura del materiale. Il legname deve essere ben stagionato in modo da ridurre al minimo il ritiro, che potrebbe causare perdita di contatto e mettere fuori causa il puntello.

Preparazione della base. Questa fase viene eseguita solo nel caso ci si trova al piano terra ed il tipo di terreno cedevole e l'entità del carico siano tali da richiederlo. Si realizza la base disponendo i traversi ed i correnti su due o più strati sovrapposti, e tutti gli elementi devono essere solidarizzati fra loro con fasce metalliche e/o chiodature, in maniera da realizzare un vero e proprio plinto in legname. Si scava nel suolo l'alloggiamento della base e ve la si cala.

Messa in posa dei dormienti. Se ci si trova al piano terra i dormienti vengono disposti direttamente al suolo o sulle basi e successivamente bloccati con chiodature. Ai piani superiori, dove la massa presidiante è la muratura stessa, è su questa che i dormienti vanno posizionati e bloccati con chiodature, in modo che poggino sulla muratura in maniera continua, allo scopo si possono usare tavole o biette. Allo stesso modo si dispongono i dormienti sulla massa presidiata e si bloccano con delle chiodature.

Messa in posa verticale del puntello. Si dispone il puntello con le estremità a contatto dei dormienti controllandone la verticalità con una livella e successivamente si provvede a renderli solidali, eventualmente con delle tavolette disposte diagonalmente o con dei gattelli e con le solite chiodature.

Messa in forza del puntello. Si inseriscono, forzandole, le biette alla testa ed eventualmente al piede del puntello fino ad ottenerne la messa in compressione.

5.4.2 Doppio puntello in legno

Controllo della stagionatura del materiale. Il legname deve essere ben stagionato in modo da ridurre al minimo il ritiro, che potrebbe causare perdita di contatto e mettere fuori causa il puntello.

Collegamento puntello-traversi. Le estremità dei due puntelli vengono collegate fra loro con dei traversi sufficientemente rigidi. Si procede al bloccaggio dei puntelli ai traversi con tavolette disposte diagonalmente o con dei gattelli e con delle chiodature. Lo scopo delle tavolette e dei gattelli è di rendere più rigido il collegamento impedendo le rotazioni. Con la livella, si controlla l'ortogonalità dei puntelli con i traversi.

Messa in posa verticale del sistema. Il telaio, costituito dai puntelli e dai traversi, viene posizionato a contatto della massa presidiata e di quella presidiante. Si controlla la verticalità dei puntelli con una livella.

Messa in forza dei puntelli. Si inseriscono, forzandole, le biette fra i traversi e le masse murarie fino ad ottenerne la messa in compressione dei puntelli.

5.4.3 Puntello in muratura

Preparazione del piano di posa. Se ci si trova al piano terra, si procede al getto di uno strato di qualche centimetro di calcestruzzo nella zona in cui sorgerà il puntello. Nei casi in cui la cedibilità del suolo e l'entità del carico lo consiglino, si procede con lo scavo del terreno e poi col getto di uno strato di circa 5 cm di calcestruzzo, su cui si realizzerà il puntello. Ai piani superiori questo tipo di intervento viene utilizzato in genere per il presidio di vani, per cui il piano di posa è la stessa muratura sottostante, se necessario può essere eventualmente ripulita in superficie dalla pavimentazione e consolidata localmente.

Costruzione del puntello. Si dispongono i mattoni sugli stati di malta e si procede ad una attenta battitura in modo da rendere minimi gli strati di malta e quindi la deformabilità assiale del puntello.

Stagionatura. Prima della messa in forza, è opportuno attendere qualche giorno affinché il puntello raggiunga una certa rigidità.

Messa in forza del sistema. Si dispongono biette e controbiette di mattone con malta di cemento, al fine di ottenere la compressione del puntello e quindi l'assorbimento dell'onere statico da parte di quest'ultimo.

5.5 Procedura di dimensionamento

5.5.1 Determinazione del carico

Se il puntello presidia la muratura, il carico agente su di esso non è rappresentato dall'intero peso della muratura appartenente alla zona di influenza sovrastante il puntello ma solo a parte di esso. Se si considerasse l'intero peso, si otterrebbero puntelli dimensioni tali da renderli non convenienti dal punto di vista economico e della funzionalità. In effetti, l'ipotesi che sul puntello agisca solo parte del peso incombente, è giustificata dal fatto che la muratura resta in piedi, sebbene in equilibrio precario, anche prima del puntellamento. Il Mastrodicasa ([MASTRODICASA S., 1994](#)) fornisce delle tabelle, di derivazione empirica, che individuano i coefficienti di riduzione del carico in funzione dei seguenti parametri:

Rapporto fra i vuoti e i pieni al disotto delle teste dei puntelli.

Rapporto fra i vuoti e i pieni al disopra delle teste dei puntelli.

Stato di coesione delle strutture.

Natura dei dissesti.

Estensione dei dissesti.

Gravità dei dissesti.

Restano individuati due coefficienti c_1 e c_2 che, moltiplicati per il peso totale della muratura P' insistente sul puntello, forniscono il carico P agente sulla testa:

$$P = c_1 \cdot c_2 \cdot P'$$

Per le puntellature alle piccole masse o alle masse locali, individuata la zona in dissesto e sconnessa dalla muratura che conserva le proprie capacità portanti, si può direttamente valutare il peso gravante sulla testa del puntello.

Se la puntellatura è volta al sostegno di travi di solaio di lunghezza L , sottoposte a carico distribuito q , il carico agente sulla testa del puntello è di diretta determinazione.

5.5.2 Determinazione della sezione

Il puntello è un elemento snello sottoposto a carico assiale e come tale può collassare per instabilità prima che per schiacciamento.

Si definisce la *snellezza limite* o *snellezza di proporzionalità*, quel valore che separa gli elementi tozzi, che collassano per schiacciamento, dagli elementi snelli, che collassano per instabilità

Si definiscono:

E modulo elastico del materiale

f_e tensione corrispondente al limite elastico del materiale

l_o lunghezza di libera inflessione

I_{\min} momento d'inerzia minimo della sezione

ρ_{\min} raggio d'inerzia minimo della sezione

λ snellezza dell'asta

la snellezza di proporzionalità è

$$\lambda_e = \pi \sqrt{\frac{E}{f_e}}$$

il carico critico euleriano è pari a

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_{\min}}{l_o^2}$$

inoltre, essendo

$$\lambda = \frac{l_o}{\rho_{\min}} \quad e \quad I_{\min} = A \rho_{\min}^2$$

si ottiene

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

Le fasi di calcolo sono le seguenti:

Si parte con una sezione di prova di area A e di momento d'inerzia minimo I_{\min} .

Si calcola la snellezza λ dell'elemento asta e la si confronta con λ_e .

Se $\lambda \leq \lambda_e$, l'elemento collassa per schiacciamento e deve essere $\frac{P}{A} \leq \sigma_c$, dove σ_c è la tensione di controllo per sollecitazioni di compressione semplice.

Se $\lambda \geq \lambda_e$, l'elemento collassa per instabilità e deve essere $\frac{P}{A} \leq \frac{\sigma_{cr}}{s}$, con s coefficiente di sicurezza.

Se la disuguaglianza di cui sopra non è verificata ($\frac{P}{A} \leq \sigma_c$; $\frac{P}{A} \leq \frac{\sigma_{cr}}{s}$), si ripete il procedimento con una sezione maggiore.

Se la disuguaglianza di cui sopra è verificata, si valuta la differenza fra la tensione alla quale è sottoposto il puntello e le tensioni limite.

Se tale differenza è eccessiva, la sezione è sovradimensionata con conseguente spreco di materiale, si ripete il procedimento con una sezione minore.

Se la disuguaglianza è accettabile, la sezione è ottimale ed il problema di dimensionamento risolto.

Il carico P , le tensioni di controllo ed i coefficienti di sicurezza si assumono coerentemente alla modalità di verifica adottata (stati limite, tensioni ammissibili).

Riportiamo di seguito i valori tipici di resistenza a compressione di alcuni materiali, per un dimensionamento speditivi alle tensioni ammissibili.

Materiale	σ_c (MPa)
Legname di abete	5
“ di quercia	8
“ di faggio	8
“ di pino comune	6
Acciaio (Fe 360)	140÷160
Calcestruzzo di cemento (Rck 250)	circa 6
Muratura di mattoni pieni e malta di cemento	1.8

Tabella 5.1. Tensioni ammissibili alla compressione.

5.5.3 Esempio numerico

Si considera l'intervento a presidio del vano balcone della foto 2, e si procede al calcolo dell'intervento ipotizzando condizioni geometriche e di carico simili a quelle reali. Si esegue la verifica allo S.L.U. assumendo sui carichi permanenti un coefficiente di sicurezza

parziale $\gamma_g = 1.5$. Tenuto presente il compito statico e la temporaneità delle opere provvisoriale, tale coefficiente di sicurezza parziale dei carichi non ha la stessa valenza di quelli per il calcolo degli edifici nuovi; l'incertezza sui valori del carico deve essere valutata all'occasione e dunque il progettista, a seconda della confidenza con il problema e del

grado di conoscenza delle condizioni statiche, assume dei coefficienti di sicurezza parziale che possono essere diversi da quelli adottati dal D.M. 96.

(foto 5.2) Castelluccio - Vani balconi presidiati con ritti e traversi in legname.

(figura 5.4) Presidio di vano balcone con ritti ed architrave.

La muratura soprastante l'architrave abbia uno spessore di 60 cm, il suo peso sia

$$\gamma_{\text{muro}} = 20 \text{ kN/m}^3.$$

Considerando l'effetto arco, si ipotizza sull'architrave un carico ad andamento parabolico,

con freccia della parabola pari a $f = \frac{1}{2}L = 75 \text{ cm}$, complessivamente pari a

$$G = \gamma_g \cdot \left(\frac{2}{3} \gamma_{\text{muro}} s L f \right) = 1.5 \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot 20 \cdot 0.6 \cdot 1.50 \cdot 0.75 \right) = 13.5 \text{ kN}.$$

Supponendo un vincolo cerniera tra ritti ed architrave, su quest'ultimo si hanno le seguenti sollecitazioni massime

$$M_{\text{max}} = \frac{5}{32} GL = \frac{5}{32} \cdot 13.5 \cdot 1.50 = 3.17 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{\text{max}} = \frac{G}{2} = \frac{13.5}{2} = 6.75 \text{ kN}$$

Il materiale utilizzato sia legname appartenente alla classe di resistenza C16 (**EN 338 - Marzo1997**), classe di servizio 3, classe del carico di lunga durata, secondo le prescrizioni riportate nel capitolo **Materiali**.

Si determinano le resistenze di progetto $R_d = k_{\text{mod}} \frac{R_k}{\gamma_M}$, a compressione parallela alle fibre, a flessione e a taglio, assumendo

$$k_{\text{mod}} = 0.55 ; \gamma_M = 1.3 \quad \rightarrow \quad f_{c,od} = 0.55 \frac{17}{1.3} = 7.19 \text{ MPa}$$

$$f_{m,d} = 0.55 \frac{16}{1.3} = 6.77 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = 0.55 \frac{1.8}{1.3} = 0.76 \text{ MPa}$$

Per il traverso si assume una sezione 12x16 cm, con area $S = 192 \text{ cm}^2$, modulo di

resistenza flessionale $W = \frac{bh^2}{6} = \frac{120 \cdot 160^2}{6} = 512000 \text{ mm}^3$, ed area resistente a taglio pari a

$$A_w = \frac{S}{\chi} = \frac{19200}{1.2} = 16000 \text{ mm}^2.$$

Si determinano il momento resistente ed il taglio resistente del traverso

$$M_d = f_{m,d} W = 6.77 \cdot 512000 \cdot 10^{-6} = 3.46 > 3.17 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_d = f_{v,d} A_w = 0.76 \cdot 16000 \cdot 10^{-3} = 12.16 > 6.75 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

I ritti vengono dimensionati a carico di punta essendo soggetti ad una sollecitazione assiale . Per dare un adeguato appoggio al traverso si sceglie una sezione 10x10 cm,

con $\rho_{\min} = \frac{10}{\sqrt{12}} = 2.887$ cm e area $S = 100$ cm², applicando la curva di stabilità della normativa **DM2**, riportata nel capitolo **Materiali**, considerando l'elemento incernierato alle estremità si ha $l_o = L$, si ottiene lo sforzo normale resistente di compressione

$$\lambda = \frac{l_o}{\rho_{\min}} = \frac{L}{\rho_{\min}} = \frac{250}{2.887} = 87 \quad \rightarrow \quad \omega = 2.47$$

$$N_d = \frac{f_{c,od} \cdot S}{\omega} = \frac{7.19 \cdot 10000}{2.47} \cdot 10^{-3} = 29.1 > 6.75 \text{ kN}.$$

Si fa notare che, a frutto di una maggiore comodità, le curve di stabilità sono state costruite relativamente alla resistenza a compressione del materiale, piuttosto che alla tensione critica Euleriana. Confrontando la teoria del carico critico Euleriano con la curva di stabilità utilizzata nella pratica si può scrivere

$$\frac{\sigma_{cr}}{s} = \frac{f_{c,od}}{\omega} \quad \rightarrow \quad s = \frac{\sigma_{cr}}{f_{c,od}} \omega$$

5.6 Controlli

Il carico al quale è sottoposto il puntello è dovuto alle masse gravanti. Terminata la messa in opera del puntello, deve essere verificata la sua verticalità. Questo è importante specialmente per i puntelli in legno che, essendo più snelli, vanno più facilmente incontro a fenomeni di instabilità. Il controllo può essere eseguito con una normale livella.

Si deve verificare l'effettiva messa in forza del sistema. Se il puntello è in compressione non deve più avere movimenti orizzontali, questo si può controllare cercando di forzare gradatamente il puntello a scorrere in modo da saggiare la messa in carico.

Il controllo precedente deve essere eseguito periodicamente, perché la stagionatura del materiale e le variazioni igroscopiche possono portare alla perdita di contatto fra muratura e puntello ed alla messa fuori causa dell'intervento.

Per il puntello in muratura occorre controllare solo la sua effettiva messa in carico

5.7 Tabelle di dimensionamento

Sono state redatte delle tabelle che forniscono i componenti di un sistema di puntelli verticali costituito da puntoni verticali (ritti) soggetti a compressione e da traversi orizzontali soggetti a flessione. L'operatore entra nelle tabelle con i valori che caratterizzano lo stato di fatto sul quale intervenire e ne ricava i componenti da mettere in opera.

Sono stati definiti quattro diversi livelli di carico (A,B,C,D), la categoria di carico di appartenenza si evince componendo, come riportato in Tabella 5.2, i seguenti dati:

- Tipo di muratura presidiata
- Spessore medio della muratura
- Altezza d della parte di muratura presidiata
- Tipologia del solaio che insiste sulla zona presidiata
- Fascia media di solaio gravante sulla zona presidiata

Nota il livello di carico di appartenenza ed utilizzando i dati della geometria del sistema presidiante, le tabelle di dimensionamento dei componenti del sistema (Tabella 5.3 e Tabella 5.4) forniscono i seguenti risultati:

- Sezione del puntone verticale messo in opera singolarmente su ciascun lato dell'apertura.
- Sezione del puntone verticale messo in opera a coppie su ciascun lato dell'apertura.
- Sezione del traverso orizzontale messo in opera singolarmente.
- Sezione del traverso orizzontale messo in opera in coppia.

Le tabelle sono state calcolate considerando i soli carichi verticali amplificati di un coefficiente 1.5, e le resistenze di progetto del materiale sono state valutate considerando i

coefficienti $k_{mod} = 0.55$ e $\gamma_M = 1.3$.

Per una esemplificazione di quanto descritto, e per l'utilizzo delle tabelle, si può fare riferimento alla **figura 5.5**.

I componenti dimensionati hanno caratteristiche modulari, ossia aumentandone il numero si possono mettere in sicurezza situazioni di dissesto apparentemente non comprese in tabella. È così che dagli spessori s della muratura riportati in tabella, è possibile passare ad una muratura spessa $n \cdot s$ utilizzando le stesse sezioni ma n componenti (es. se per $s=0.3$ si ha 1 p. 8x8 allora per $s=0.9$ si utilizzeranno 3 p. 8x8). In maniera analoga è possibile presidiare luci maggiori di quelle riportate in tabella passando dalla configurazione **a)** alla **b)**, nella quale si utilizzano per i saettoni inclinati le stesse sezioni dei ritti.

5.7.1 Esempio di applicazione delle tabelle

Si fa riferimento al caso dell'esempio numerico trattato nel presente capitolo. La muratura è in pietrame con spessore di 0.60 m, l'altezza della muratura gravante sul sistema presidiario è pari ad 1 m, il solaio non scarica sulla parete (fascia di solaio=0). Entrando con questi dati nella Tabella 5.2 si ricava che il livello di carico a cui sarà sottoposto il sistema presidiario è **B**. Le dimensioni geometriche dell'apertura sono $L=1.50$ m e $H=2.50$ m, per cui dalla Tabella 5.3, livello di carico B, si ricavano i componenti delle due configurazioni alternative, con elementi singoli o doppi:

- a. Il ritto ha sezione 9x11 cm, il traverso ha sezione 16x21 cm.

Ogni ritto è composto da due elementi di sezione 8x8 cm, il traverso è composto da due elementi di sezione 10x20 cm.

Tabella 2 Definizione dei livelli di carico attesi.

Tabella 3 Componenti verticali ed orizzontali di una puntellatura verticale.

Tabella 4 Componenti verticali ed orizzontali di una puntellatura verticale.



5.1 Riferimenti Bibliografici

BARRUCHELLO L., ASSENZA G. *Diagnosi dei dissesti e consolidamento delle costruzioni*. DEI – Tipografia del Genio Civile, Roma 1995.

CIGNI G. *Il consolidamento murario*. Ed. Kappa, Roma 1978.

DE TOMMASI G. *Metodi e tipologie delle opere provvisorie*. PACT 18 – II.1.

DI STEFANO R. *Il consolidamento strutturale nel restauro tecnico*. Ed. Scientifiche Italiane.

DOMENICI G. *Le tecniche per il recupero edilizio*. NIS, 1985.

GIORDANO G. *Tecnica delle costruzioni in legno*. Hoepli.

GIUFFRÉ A. *Lettura sulla meccanica delle murature storiche*. 1991.

MASTRODICASA S. *Dissesti statici delle strutture edilizie*. Hoepli, Milano 1994.

ORMEA G. B., REVERBERI U. *Dissesti e consolidamenti in zone terremotate*. Hoepli, Milano 1982.

PASTA A. *Restauro antisismico*. Dario Flavio Editore, II edizione 1996.

ROCCHI P. *Progettare il consolidamento*. Ed. Kappa.

6 PUNTELLI INCLINATI

6.1 Presupposti e scopi

I puntelli inclinati applicano un'azione con componente normale al piano della parete muraria presidiata, che deve essere in grado di assorbirla senza rottura locale (punzonamento) e senza cedimenti apprezzabili. Per queste motivazioni, è consigliabile posizionare i puntelli in corrispondenza delle connessioni con le pareti murarie trasversali. I muri trasversali, presso i quali si cerca il contrasto, devono essere in buone condizioni e di caratteristiche tecnico-costruttive tali da garantire adeguate resistenza e rigidezza.

È possibile frapporre ai puntelli principali dei puntelli secondari, che vanno ad agire sulla muratura compresa fra due pareti murarie trasversali, e che quindi non ha il sostegno diretto di nessuna di queste, ma solo come intervento alle *piccole masse*, cioè con lo scopo di ritegno locale.

Sempre nel caso di puntellatura alle piccole masse, è possibile intervenire con un doppio puntello simmetrico, uno interno ed uno esterno, per fornire sostegno a piedritti o maschi basali che mostrino segni di schiacciamento.

Nel caso di puntelli alle *grandi masse*, si deve disporre di una massa presidiante con notevoli capacità di resistenza e rigidezza, il che vuol dire fornire al sistema presidiario delle adeguate basi fondali su cui scaricare le azioni. Le basi fondali devono essere ampie in modo da rendere trascurabili le deformazioni del terreno. Questo comporta la necessità di dover eseguire scavi e di dover mettere in opera plinti, anche di una certa grandezza.

Si riassumono di seguito gli scopi teorici di questa tipologia di intervento provvisoriale:

- Fornire ad intere pareti murarie o a parti di esse dei vincoli alla rotazione.
- Ridurre la lunghezza libera di inflessione degli elementi murari in pericolo di instabilità, reso evidente dallo spanciamento. Quando i solai non offrono adeguato vincolo, la lunghezza di libera inflessione dell'elemento parete è superiore all'altezza di interpiano, e lo svergolamento coinvolge più di un livello di impalcato. La puntellatura in corrispondenza dei solai, può portare la lunghezza libera di inflessione pari all'altezza di interpiano. Nel caso di inflessione concorde dei paramenti murari (**Figura 6.1 a**), la puntellatura locale impedisce il progredire della instabilizzazione dell'elemento murario di interpiano. Per inflessione discorde (**Figura 6.1 b**) la puntellatura a contrasto non è efficace ed è preferibile ricorrere a tirantini antiespulsivi o a cuciture.
- Assorbire la spinta orizzontale di archi o volte sui muri di imposta, applicando l'azione di ritegno in corrispondenza del centro di spinta per gli archi e lungo la linea di spinta per le volte. La massima inflessione indotta sulla muratura da questo tipo di sollecitazione è localizzata superiormente alla spinta (**Figura 6.2**). Si interviene anche sulla zona di massima inflessione per impedire il distacco di materiale e l'avanzamento del dissesto. Se l'inflessione è tale da far insorgere il pericolo di innesco della rotazione della muratura soprastante, è opportuno realizzare anche un intervento volto all'impedimento di questo tipo di dissesto.
- Assorbire la spinta orizzontale diffusa su tutta la parete generata da materiali incoerenti allorquando si evincano segni di cedimento (deformazione, fessurazione).

Per raggiungere gli obiettivi elencati, si ricorre a sistemi multipli costituiti da fasci di puntelli paralleli o convergenti o da veri e propri sistemi reticolari, disposti in maniera da ottenere il massimo beneficio statico compatibilmente con la posizione delle zone resistenti della muratura presidiata. I vincoli alle estremità sono considerati cerniere e quindi i puntelli sono delle aste sottoposte a sollecitazione assiale.

L'obiettivo pratico dell'intervento è quello di creare dei vincoli che impediscano la rototraslazione verso l'esterno della parete muraria o di parte di essa. Non si cerca di annullare il dissesto, cosa che esula dai compiti di un intervento provvisoriale, ma di evitare il suo progredire. Per ottemperare allo scopo di raccogliere carico dalla massa

presidiata e di trasmetterlo sulle masse presidianti, i puntelli devono entrare in compressione. È, pertanto, di fondamentale importanza garantire uno stretto contatto fra muratura e puntelli, siano essi di ritegno o di sostegno o di sostegno-ritegno, già dal momento della loro messa in opera; ciò è utile sia per rendere l'intervento immediatamente attivo senza dover aspettare un avanzamento del dissesto per essere chiamato in causa, sia per limitare i colpi d'ariete che potrebbero verificarsi in seguito a successivi episodi sismici.

Per porre in essere degli interventi altamente efficaci, occorre che l'influenza di questi si faccia sentire sulla maggiore area possibile. Se i puntelli sono posizionati in corrispondenza delle connessioni con le pareti murarie trasversali occorrono elementi orizzontali che, giuntati ai sistemi presidianti contigui, trasmettano gli effetti benefici di questi anche alle zone murarie intermedie lontane dalle connessioni.

Lo scopo dell'intervento può anche essere solo quello di impedire il distacco di materiale da zone murarie in dissesto dovuto, ad esempio, alla pressoflessione o alle spinte statiche; in tal caso si opera con una puntellatura alle masse locali (**Figura 6.3**), di dimensioni e problemi statici e tecnologici ridotti.

6.2 Vantaggi e Svantaggi

<ul style="list-style-type: none"> • Consente la messa in opera dell'intervento senza necessità di accesso all'interno degli edifici danneggiati, riducendo notevolmente i rischi per la sicurezza del personale. • La messa in opera è agevole, rapida ed effettuabile su larga scala, non richiedendo manodopera specializzata ed essendo i materiali utilizzati facilmente reperibili. • Nel caso del sistema ottimizzato messo a punto, la tesatura dei tiranti rende la puntellatura attiva, con l'intero sistema in uno stato di precarico. 	<ul style="list-style-type: none"> • Necessita di adeguate cor-piede dei puntelli. • Produce un consistente in-transito nello spazio antista • Presenta una ridotta durat agli agenti atmosferici, par legno. • Necessita di controlli perio dell'opera presidiaria (man conservazione dei material
--	---

6.3 Stato dell'arte

6.3.1 Puntelli singoli di solo ritegno o a fasci

Si possono utilizzare puntelli singoli o a fasci in legno, che scaricano la reazione sulla massa presidiante costituita, a seconda della intensità del carico e del tipo di suolo, da basi realizzate con correnti e traversi lignei incrociati o da plinti in muratura o in c.a.. È preferibile che fra la testa dei puntelli e la muratura sia frapposto un dormiente, in modo da distribuire maggiormente lo sforzo ed aumentare l'attrito che si oppone allo scorrimento relativo puntello-muratura. La messa in forza è eseguita con l'inserimento di biette in legno alla testa. Sono molto efficaci i dormienti orizzontali posti a contatto della muratura e collegati a puntelli contigui in modo da far sentire l'azione di questi ultimi anche nelle zone non adiacenti (**Figura 6.4**).

Si può utilizzare il singolo puntello in acciaio, unito con tirafondi ad un blocco di calcestruzzo opportunamente approfondito. Quando necessario, la messa in contatto è attuata con l'inserimento forzato di spessori in acciaio alla testa del puntello.

6.3.2 Sistema triangolare di solo ritegno

Per non incorrere nello scorrimento sulla muratura, i singoli puntelli di ritegno non possono

essere posti in opera con una inclinazione sull'orizzontale superiore ad un certo limite, calcolato in base al coefficiente di attrito muratura-puntello. Una configurazione che permette l'adozione di inclinazioni più forti è quella del sistema triangolare di puntelli, con un'asta verticale che si oppone allo scorrimento del puntello inclinato e un'asta orizzontale che va ad inserirsi nella muratura (**Figura 6.5**). In pratica è il peso della muratura stessa ad offrire il contrasto necessario al funzionamento del sistema e, quindi, la zona muraria in cui si ammorsa l'elemento orizzontale deve essere in buono stato, condizione ottenibile anche previo consolidamento locale.

Il sistema può essere controventato con aste di parete.

6.3.3 Puntelli singoli di sostegno e ritegno

Si differenziano da quelli di solo sostegno perché hanno la testa incassata nella muratura. Si prepara la sede a strappo nella muratura, di dimensioni leggermente maggiori rispetto alla testa del puntello in modo da ridurre l'intensità delle tensioni a cui sarà sottoposta e si procede alla messa in forza con biette e controbbiette di essenza forte di legname o di mattoni scartati a cuneo e malta di cemento (**Figura 6.6**).

6.3.4 Collegamento degli elementi delle puntellature in legno

L'unione degli elementi delle puntellature in legno può essere eseguita per mezzo di chiodature dimensionate a taglio e realizzate con almeno 6 chiodi. I chiodi devono essere infissi in modo che gli sforzi agenti siano ad essi perpendicolari, infatti la presenza di una componente parallela al loro asse tenderebbe a sfilarli, inficiando l'efficacia del collegamento.

Per collegamenti più efficaci e quando non si può prescindere dalla presenza di sollecitazioni con componente assiale sui chiodi, è preferibile utilizzare dei bulloni passanti opportunamente serrati che, però, richiedono un maggior onere per la loro messa in opera previa foratura degli elementi.

Le superfici di contatto fra i vari elementi interessati dalla giunzione devono essere le più estese possibile ed il contatto deve essere quanto più possibile uniforme e continuo. Ciò permette di ottenere una ripartizione ottimale degli sforzi ed un aumento dell'efficacia del collegamento, grazie all'attrito che si sviluppa fra le parti a contatto.

Ne risulta che le chiodature sono adatte in particolare per elementi a sezione rettangolare aventi buona squadratura e finitura delle facce, sono invece adattabili per elementi a sezione circolare, con l'accorto utilizzo di zeppe.

L'applicazione delle indicazioni riportate consentono la realizzazione di collegamenti con buone caratteristiche di resistenza e rigidità.

Un altro tipo di unione è quello realizzato con piattine o fascette d'acciaio, le quali vanno avvolte per più giri attorno agli elementi da collegare in maniera da garantire un buon serraggio. La messa in opera a regola d'arte del collegamento, con la fasciatura ben tesa ed il buon contatto all'interfaccia degli elementi, permette di realizzare una efficace unione ad attrito.

Anche in questo caso le superfici di contatto di elementi a sezione circolare devono essere raccordate tra loro in maniera adeguata con l'ausilio di zeppe.

Le fasciature possono essere realizzate anche con corde a fibra tessile naturale, come juta, manilla, canapa, o con nastri di fibra sintetica, come poliestere e nylon.

Le fascette metalliche vanno protette dagli agenti atmosferici con vernice antiruggine.

6.4 Materiali, attrezzature e fasi esecutive

Il materiale utilizzato è il legno o l'acciaio.

A causa del forte ritiro a cui è soggetto, dovuto alla stagionatura, ed alla sua sensibilità alle

variazioni igroscopiche, è opportuno utilizzare il legno solo per puntelli di lunghezza contenuta, per questo motivo, se messo in opera in modo tradizionale (sistema non "attivo"), è preferibile non utilizzarlo nella puntellatura alle grandi masse, per la quale conviene maggiormente orientarsi verso l'acciaio.

Per la difficoltà nel realizzare in cantiere, per di più velocemente, connessioni nodali che diano garanzie di piena efficacia, è consigliabile vagliare attentamente, dal punto di vista economico e dei tempi, la messa in opera di strutture presidiarie reticolari complesse in legno.

Le puntellature alle grandi masse, realizzate in acciaio, necessitano di masse presidianti di notevoli resistenza e rigidità, costituite da plinti messi in opera su un piano di posa di adeguata profondità, in base al tipo di terreno presente ed alla posizione di eventuali falde idriche. Per ridurre la lunghezza dei puntelli, si possono far fuoriuscire le masse presidianti dal terreno, salvo poi effettuare una verifica al ribaltamento di queste ultime.

Le fasi da seguire nella realizzazione dell'intervento sono elencate nel successivo paragrafo.

6.4.1 Legno

1. **Controllo della stagionatura del materiale:** Il legname deve essere ben stagionato in modo da ridurre al minimo il ritiro, che potrebbe causare perdita di contatto e mettere fuori causa il puntello.
2. **Scavo della sede fondale:** si procede allo scavo nel terreno della sede della massa presidiante.
3. **Preparazione e disposizione della base fondale:** si realizza una platea in legname, costituita da travi di base **1**, da correnti trasversali **2** e da uno verticale **3** (**Figura 6.7**).
4. **Preparazione delle sedi nella muratura per l'incasso della testa dei puntelli:** se i puntelli sono di sostegno e ritegno, le teste devono essere ammorsate nella muratura. La sede di incasso viene preparata a strappo, con sezione leggermente più grande di quella dei puntelli, in modo da fornire una superficie reagente più ampia ed abbattere le tensioni di compressione.
5. **Disposizione dei dormienti e dei correnti a contatto della massa presidiata:** se i puntelli sono di ritegno, si dispongono i dormienti verticali a contatto della muratura portandoli fino al suolo o fissandoli ad essa. Se previsti, si dispongono anche i correnti orizzontali che uniscono sistemi di puntelli contigui. I correnti poggiano sui dormienti verticali e sono staccati dalla muratura, il contatto correnti-muratura sarà realizzato successivamente con l'inserimento di tavole in legno.
6. **Posizionamento messa in forza dei puntelli:** i puntelli vengono posizionati fra platea e sistema di dormienti e correnti. Si procede successivamente alla messa in forza con l'inserimento di biette in essenza forte di legname.
7. **Bloccaggio del piede e della testa:** si bloccano le estremità dei puntelli con la chiodatura di pezzi di tavola, posti in diagonale, e di cunei in legno, ad impedimento dello scorrimento. Ogni chiodatura va eseguita con almeno sei chiodi.
8. **Posizionamento di tavole di controvento:** se il sistema è a fascio convergente, è utile controventarlo con delle tavole, in modo da ridurre la lunghezza di libera inflessione degli elementi. Le tavole devono essere collegate con almeno tre chiodi.
9. **Posizionamento delle tavole dormienti fra correnti orizzontali e muratura:** se previsto, si procede all'inserimento forzato delle tavole, tenendo presente che la loro efficacia dipende dall'area di contatto con la muratura.
10. **Controllo della messa in forza:** come ultima operazione viene controllata la messa in forza dei puntelli, che potrebbe essere diminuita in seguito all'esecuzione delle fasi di completamento e, se necessario, si provvede al rinzeppaggio delle biette.

6.4.2 Acciaio

1. **Scavo della sede fondale:** si procede allo scavo nel terreno della sede della massa

presidiante. La base fondale deve avere dimensioni adeguate non solo ad evitare la rottura nel terreno, ma anche a limitarne i cedimenti.

2. **Posa della cassaforma e dell'armatura del plinto:** si dispone la cassaforma e successivamente la gabbia d'armatura con i ferri d'innesto dei puntelli.
3. **Getto del plinto:** si getta il plinto separatamente dal resto della struttura in maniera da contenere il ritiro.
4. **Attesa dell'indurimento e disarmo:** dopo non meno di una settimana, si procede al disarmo del plinto ed al riempimento e compattazione degli spazi vuoti col terreno di scavo.
5. **Preparazione delle sedi nella muratura per l'incasso della testa dei puntelli:** se i puntelli sono di sostegno e ritegno, le teste devono essere ammorsate nella muratura. La sede di incasso viene preparata a strappo, con sezione leggermente più grande di quella dei puntelli, in modo da fornire una superficie reagente più ampia ed abbattere le tensioni di compressione (**Figura 6.8**).
6. **Scrostatura della muratura in corrispondenza dei puntelli di ritegno:** nelle zone di appoggio dei puntelli di ritegno, si provvede alla scrostatura dell'intonaco in modo da liberare la superficie paramentale. Operazione che rende possibile un intimo contatto fra sistema presidiario di ritegno e massa presidiata.
7. **Posa dei puntelli:** si posizionano i profilati in acciaio, a contrasto tra massa presidiata e massa presidiante.
8. **Messa in forza dei puntelli di sostegno-ritegno:** infine si procede alla messa in forza dei puntelli di sostegno-ritegno con l'inserimento di biette e controbiette di mattoni, scartati a cuneo, e malta di cemento.

6.5 Procedura di dimensionamento

Il problema del dimensionamento dell'intervento è caratterizzato necessariamente da alcune approssimazioni, essenzialmente legate a:

- indeterminazione dell'effettivo carico sgravato dalle masse presidiate sui puntelli;
- incertezza delle condizioni di vincolo alla testa ed al piede dei puntelli.

Si ricorda che i puntelli inclinati di sostegno-ritegno vanno applicati contro i muri di facciata, precisamente in corrispondenza delle angolate salienti e degli innesti dei muri interni trasversali, che vengono chiamati in collaborazione al sostegno delle masse (**Figura 6.9**).

Tale posizionamento non è necessario per i puntelli inclinati di solo ritegno nel caso questi generino reazioni contenute che la muratura sia in grado di sopportare, magari previo consolidamento locale. Ciò in genere si verifica per i puntelli alle piccole masse o alle masse locali.

6.5.1 Calcolo delle forze sismiche

Le forze sismiche possono essere valutate secondo il "metodo statico", previsto dall'**Ordinanza 3274 del 2003**, che modella l'azione sismica con forze statiche orizzontali applicate a livello dei solai.

Dato un edificio di m piani, del quale si voglia puntellare una facciata, si prevede un fascio convergente di puntelli in corrispondenza di ciascuna delle $n+1$ pareti trasversali che insistono su questa. Quindi restano individuati $n+1$ fasci di puntelli S_j ($i=0,1,2,\dots,n$) e n campi di puntellamento C_j di luce L_j ($j=1,2,\dots,n$).

Il calcolo in forma simbolica delle forze sismiche che segue si riferisce al generico campo C_j di luce L_j compreso fra i sistemi S_{j-1} e S_j .

Chiamato k il piano generico ($k=1,2,\dots,m$), si definiscono i_{ki} le altezze di interpiano, m_{ki} il peso per unità di volume della muratura, d_{ki} lo spessore della parete, s_{ki} il peso per unità di

superficie del solaio, q_{ki} il carico accidentale per unità di superficie insistente sul solaio, b_{ki} la larghezza della fascia di solaio che scarica le forze inerziali orizzontali sulla parete presidiata.

Il peso sismico di un determinato livello è ricavato sommando il peso proprio di metà altezza della muratura del piano sottostante e di metà altezza di quella del piano sovrastante con la risultante dei carichi permanenti e di quelli accidentali ridotti mediante il coefficiente di contemporaneità agenti sulla fascia influente di solaio.

Il peso permanente di piano è:

$$G_{ki} = \frac{1}{2} (m_{ki} i_{ki} d_{ki} + m_{(k+1)i} i_{(k+1)i} d_{(k+1)i} + 2s_{ki} b_{ki}) L_i$$

Il peso accidentale di piano è:

$$Q_{ki} = q_{ki} b_{ki} L_i$$

Dunque il peso sismico di piano è pari a:

$$W_{ki} = G_{ki} + \psi_{Ei} Q_{ki}$$

Nota il peso sismico, si determina la forza sismica orizzontale.

$$F_{ki} = S_d(T_1) \frac{W}{g} \lambda \frac{z_i W_{ki}}{\sum_j z_j W_{kj}}$$

dove W è il peso sismico totale, z_i e z_j sono le altezze dei piani i e j rispetto alle fondazioni, $S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto in corrispondenza del periodo T_1 calcolabile con la formula approssimata riportata nell' **Ordinanza 3274**, λ è un coefficiente pari a 0,85 se l'edificio ha almeno tre piani e se $T_1 < 2T_C$, pari a 1 in tutti gli altri casi, g è l'accelerazione di gravità.

Vista la scarsa capacità dissipativa del sistema presidiante nel calcolo della $S_d(T_1)$ è opportuno adottare un coefficiente di struttura q pari a 1.

Figura 6.10 Sistemi di puntelli inclinati e forze sismiche di piano.

La forza sismica orizzontale di piano F_{ki} , spalmata uniformemente sulla luce L_j del campo C_p , determina il carico sismico agente sulle travi di contenimento di piano, la cui espressione è:

$$p_{ki} = \frac{F_{ki}}{L_i}$$

La forza orizzontale totale al piano k -esimo che deve essere assorbita dal sistema di puntelli S_j ($i=0, 1, 2, \dots, n$) compreso fra i campi C_i e C_{i+1} ($i=1, 2, \dots, n$):

$$F_{ki}^T = \frac{1}{2} (p_{ki} L_i + p_{k(i+1)} L_{(i+1)})$$

6.5.2 Puntelli di sostegno e ritegno

Si suppongono note le forze agenti sui puntelli. Si propongono tre metodi di verifica che portano a soluzioni limite da cui si traggono utili indicazioni per la progettazione.

6.5.2.1 Verifica che non tiene conto dell'attrito e della coesione

Sia m il muro da presidiare ed m_1 il muro trasversale che forma con m una connessione a T (**Figura 6.9**). Si suppongono le due murature non connesse e senza attrito, per questo la reazione di m_1 su m non può essere che normale. Sia BD il puntello inclinato di α

sull'orizzontale, su cui la muratura superiore al tratto AB scarica il peso P . Sia inoltre R la reazione del puntello e N quella di m_1 . La soluzione grafica del problema è immediata (**Figura 6.9**), percorso 0-1-2-0), traducendola in equazioni di equilibrio si ha:

$$\begin{cases} N - R \cos \alpha = 0 \\ -P + R \sin \alpha = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} N = \frac{P}{\tan \alpha} \\ R = \frac{P}{\sin \alpha} \end{cases}$$

6.5.2.2 Verifica che tiene conto dell'attrito

Si suppone che fra m ed m_1 non ci sia coesione, ma che siano a contatto e si sviluppi dell'attrito. In questo caso oltre alla reazione orizzontale N , nasce una reazione verticale T diretta verso l'alto. N e T si compongono nella R' , inclinata di β sull'orizzontale, che rappresenta la reazione globale di m_1 su m . Si riporta la soluzione grafica (**Figura 6.9**), percorso 0-1-3-0) e quella analitica del problema:

$$\begin{cases} R' \cos \beta - R \cos \alpha = 0 \\ R' \sin \beta + R \sin \alpha - P = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} R' = R \frac{\cos \alpha}{\cos \beta} \\ R \cos \alpha \cdot \tan \beta + R \sin \alpha = P \end{cases}$$

$$\begin{cases} R' = R \frac{\cos \alpha}{\cos \beta} \\ R = \frac{P}{\cos \alpha (\tan \alpha + \tan \beta)} \end{cases} \quad \begin{cases} R' = \frac{P}{\cos \beta (\tan \alpha + \tan \beta)} \\ R = \frac{P}{\cos \alpha (\tan \alpha + \tan \beta)} \end{cases}$$

Si sono così ricavate le reazioni R ed R' , e ancora:

$$N = R' \cos \beta = \frac{P}{(\tan \alpha + \tan \beta)} \quad ; \quad T = R' \sin \beta = P \frac{\tan \beta}{(\tan \alpha + \tan \beta)}$$

Si ricorda che posto il coefficiente di attrito fra m ed m_1 pari a f è:

$$T \leq fN \quad \text{con} \quad f = \tan \beta$$

6.5.2.3 Verifica che tiene conto della coesione

Si considerano m ed m_1 unite. Sia σ la resistenza a trazione della muratura. A vantaggio di sicurezza si considera il solo tratto di muratura m_1 che va da B a C di altezza h e spessore s , e si assume $\tau = \sigma$.

La forza di coesione che m_1 esplica su m è verticale, diretta verso l'alto e vale

$$F = sh\tau = sh\sigma$$

La soluzione grafica si traduce nelle seguenti equazioni:

$$\begin{cases} N - R \cos \alpha = 0 \\ R \sin \alpha + F - P = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} N = \frac{P - F}{\tan \alpha} = \frac{P - sh\sigma}{\tan \alpha} \\ R = \frac{P - F}{\sin \alpha} = \frac{P - sh\sigma}{\sin \alpha} \end{cases}$$

6.5.2.4 Puntelli di sostegno e ritegno multipli, a fasci convergenti o paralleli

Il problema si risolve impostando una relazione di congruenza. Consideriamo un dissesto da traslazione verticale, si ipotizza che le teste dei puntelli subiscano tutte lo stesso spostamento verso il basso Δv (figura 6.11). Per il puntello i -esimo si ha:

$$\Delta l_i = \Delta v \sin \alpha_i \quad ; \quad R_i = EA_i \frac{\Delta l_i}{l_i} \quad \Rightarrow \quad \Delta v = \frac{R_i l_i}{EA_i \sin \alpha_i}$$

Assumendo $P = \sum P_i$ e Imponendo l'equilibrio globale si ha:

$$\sum_k R_k \sin \alpha_k - P = 0 \quad ; \quad \Delta v \cdot \sum_k \left(EA_k \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right) = P \quad \Rightarrow \quad \Delta v = \frac{P}{\sum_k \left(EA_k \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)}$$

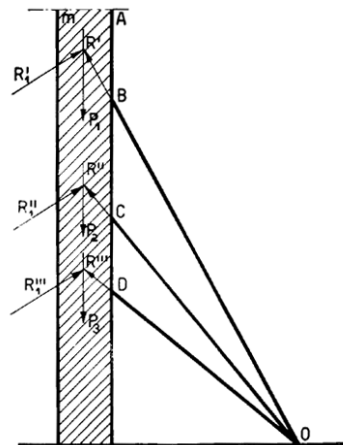


Figura 6.11 Azioni e reazioni. . (MASTRODICASA S., 1994).

Si può porre

$$\frac{R_i l_i}{EA_i \sin \alpha_i} = \frac{P}{\left(\sum_k EA_k \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)} \quad \Rightarrow$$

$$R_i = \frac{P \left(\frac{A_i \sin \alpha_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left(A_k \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)} \xrightarrow{\text{stessa sezione}} R_i = \frac{P \left(\frac{\sin \alpha_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left(\frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)}$$

Per fasci paralleli si ottiene:

$$R_i = \frac{P \left(\frac{A_i}{l_i} \right)}{\sin \alpha \cdot \sum_k \left(\frac{A_k}{l_k} \right)} \xrightarrow{\text{stessa sezione}} R_i = \frac{P \left(\frac{1}{l_i} \right)}{\sin \alpha \cdot \sum_k \left(\frac{1}{l_k} \right)}$$

Sfruttando le relazioni ricavate è possibile valutare il peso della muratura gravante sul puntello *i-esimo* nei casi con e senza attrito e coesione, da questo seguono le soluzioni:

1) Fasci convergenti senza attrito né coesione:

$$\begin{aligned}
 \text{Ponendo} \quad P \frac{\left(A_i \frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left(A_k \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)} = P_i &\xrightarrow{\text{stessa sezione}} P \frac{\left(\frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left(\frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)} = P_i \\
 R_i = \frac{P_i}{\sin \alpha_i} = \frac{P \left(A_i \frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\sin \alpha_i \cdot \sum_k \left(A_k \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)} &\xrightarrow{\text{stessa sezione}} R_i = \frac{P \left(\frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\sin \alpha_i \cdot \sum_k \left(\frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)} \\
 N_i = \frac{P_i}{\tan \alpha_i} = \frac{P \left(A_i \frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\tan \alpha_i \cdot \sum_k \left(A_k \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)} &\xrightarrow{\text{stessa sezione}} N_i = \frac{P \left(\frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\tan \alpha_i \cdot \sum_k \left(\frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)}
 \end{aligned}$$

2) Fasci convergenti con attrito:

Sia f il coefficiente di attrito fra la muratura m ed m_1 e $\beta = \arctan(f)$

$$\text{ponendo} \quad P \frac{\left(A_i \frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left(A_k \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)} = P_i \xrightarrow{\text{stessa sezione}} P \frac{\left(\frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left(\frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)} = P_i$$

$$R_i = \frac{P_i}{\cos \alpha_i \cdot (\tan \alpha_i + \tan \beta)} = \frac{1}{\cos \alpha_i \cdot (\tan \alpha_i + \tan \beta)} \cdot \frac{P \left(A_i \frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left(A_k \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)}$$

$$\xrightarrow{\text{stessa sezione}} R_i = \frac{1}{\cos \alpha_i \cdot (\tan \alpha_i + \tan \beta)} \cdot \frac{P \left(\frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left(\frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)}$$

$$R'_i = \frac{P_i}{\cos \beta \cdot (\tan \alpha_i + \tan \beta)} = \frac{1}{\cos \beta \cdot (\tan \alpha_i + \tan \beta)} \cdot \frac{P \left(A_i \frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left(A_k \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)}$$

$$\xrightarrow{\text{stessa sezione}} R'_i = \frac{1}{\cos \beta \cdot (\tan \alpha_i + \tan \beta)} \cdot \frac{P \left(\frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left(\frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)}$$

$$N_i = \frac{P_i}{(\tan \alpha_i + \tan \beta)} = \frac{1}{(\tan \alpha_i + \tan \beta)} \cdot \frac{P \left(A_i \frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left(A_k \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)}$$

$$\xrightarrow{\text{stessa sezione}} N_i = \frac{1}{(\tan \alpha_i + \tan \beta)} \cdot \frac{P \left(\frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left(\frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)}$$

$$T_i = \frac{P_i \tan \beta}{(\tan \alpha_i + \tan \beta)} = \frac{\tan \beta}{(\tan \alpha_i + \tan \beta)} \cdot \frac{P \left(A_i \frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left(A_k \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)}$$

$$\xrightarrow{\text{stessa sezione}} T_i = \frac{\tan \beta}{(\tan \alpha_i + \tan \beta)} \cdot \frac{P \left(\frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left(\frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)}$$

3) *Fasci convergenti con coesione:*

Ponendo

$$(P - sh\sigma) \frac{\left(A_i \frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left(A_k \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)} = (P - sh\sigma)_i$$

$$\xrightarrow{\text{stessa sezione}} (P - sh\sigma) \frac{\left(\frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left(\frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)} = (P - sh\sigma)_i$$

$$R_i = \frac{(P - sh\sigma)_i}{\sin \alpha_i} = \frac{(P - sh\sigma) \cdot \left(A_i \frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\sin \alpha_i \cdot \sum_k \left(A_k \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)}$$

$$(P - sh\sigma) \cdot \left(\frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)$$

$$N_i = \frac{(P - sh\sigma)_i}{\tan \alpha_i} = \frac{(P - sh\sigma) \cdot \left(A_i \frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\tan \alpha_i \cdot \sum_k \left(A_k \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)}$$

$$\xrightarrow{\text{stessa sezione}} N_i = \frac{(P - sh\sigma) \cdot \left(\frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\tan \alpha_i \cdot \sum_k \left(\frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)}$$

4) *Fasci paralleli senza attrito né coesione:*

Si pone

$$P \frac{\left(\frac{A_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left(\frac{A_k}{l_k} \right)} = P_i \xrightarrow{\text{stessa sezione}} P \frac{\left(\frac{1}{l_i} \right)}{\sum_k \left(\frac{1}{l_k} \right)} = P_i$$

$$R_i = \frac{P_i}{\sin \alpha} = \frac{P \left(\frac{A_i}{l_i} \right)}{\sin \alpha \cdot \sum_k \left(\frac{A_k}{l_k} \right)} \xrightarrow{\text{stessa sezione}} R_i = \frac{P \left(\frac{1}{l_i} \right)}{\sin \alpha \cdot \sum_k \left(\frac{1}{l_k} \right)}$$

$$N_i = \frac{P_i}{\tan \alpha} = \frac{P \left(\frac{A_i}{l_i} \right)}{\tan \alpha \cdot \sum_k \left(\frac{A_k}{l_k} \right)} \xrightarrow{\text{stessa sezione}} N_i = \frac{P \left(\frac{1}{l_i} \right)}{\tan \alpha \cdot \sum_k \left(\frac{1}{l_k} \right)}$$

5) *Fasci paralleli con attrito:*

Sia f il coefficiente di attrito fra la muratura m ed m_1 e $\beta = \arctan f$,

ponendo

$$P \frac{\left(\frac{A_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left(\frac{A_k}{l_k} \right)} = P_i \xrightarrow{\text{stessa sezione}} P \frac{\left(\frac{1}{l_i} \right)}{\sum_k \left(\frac{1}{l_k} \right)} = P_i$$

$$R_i = \frac{P_i}{\cos \alpha \cdot (\tan \alpha + \tan \beta)} = \frac{1}{\cos \alpha \cdot (\tan \alpha + \tan \beta)} \cdot \frac{P \left(\frac{A_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left(\frac{A_k}{l_k} \right)}$$

$$\xrightarrow{\text{stessa sezione}} R_i = \frac{1}{\cos \alpha \cdot (\tan \alpha + \tan \beta)} \cdot \frac{P \left(\frac{1}{l_i} \right)}{\sum_k \left(\frac{1}{l_k} \right)}$$

$$R'_i = \frac{P_i}{\cos \beta \cdot (\tan \alpha + \tan \beta)} = \frac{1}{\cos \beta \cdot (\tan \alpha + \tan \beta)} \cdot \frac{P \left(\frac{A_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left(\frac{A_k}{l_k} \right)}$$

$$\xrightarrow{\text{stessa sezione}} R'_i = \frac{1}{\cos \beta \cdot (\tan \alpha + \tan \beta)} \cdot \frac{P \left(\frac{1}{l_i} \right)}{\sum_k \left(\frac{1}{l_k} \right)}$$

$$N_i = \frac{P_i}{(\tan \alpha + \tan \beta)} = \frac{1}{(\tan \alpha + \tan \beta)} \cdot \frac{P \left(\frac{A_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left(\frac{A_k}{l_k} \right)}$$

$$\xrightarrow{\text{stessa sezione}} N_i = \frac{1}{(\tan \alpha + \tan \beta)} \cdot \frac{P \left(\frac{1}{l_i} \right)}{\sum_k \left(\frac{1}{l_k} \right)}$$

$$T_i = \frac{P_i \tan \beta}{(\tan \alpha + \tan \beta)} = \frac{\tan \beta}{(\tan \alpha + \tan \beta)} \cdot \frac{P \left(\frac{A_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left(\frac{A_k}{l_k} \right)}$$

$$\xrightarrow{\text{stessa sezione}} T_i = \frac{\tan \beta}{(\tan \alpha + \tan \beta)} \cdot \frac{P \left(\frac{1}{l_i} \right)}{\sum_k \left(\frac{1}{l_k} \right)}$$

6) *Fasci paralleli con coesione:*

Si pone

$$(P - sh\sigma) \frac{\left(\frac{A_i}{l_i}\right)}{\sum_k \left(\frac{A_k}{l_k}\right)} = (P - sh\sigma)_i \xrightarrow{\text{stessa sezione}} (P - sh\sigma) \frac{\left(\frac{1}{l_i}\right)}{\sum_k \left(\frac{1}{l_k}\right)} = (P - sh\sigma)_i$$

$$R_i = \frac{(P - sh\sigma)_i}{\sin \alpha} = \frac{(P - sh\sigma) \cdot \left(\frac{A_i}{l_i}\right)}{\sin \alpha \cdot \sum_k \left(\frac{A_k}{l_k}\right)} \xrightarrow{\text{stessa sezione}} R_i = \frac{(P - sh\sigma) \cdot \left(\frac{1}{l_i}\right)}{\sin \alpha \cdot \sum_k \left(\frac{1}{l_k}\right)}$$

$$N_i = \frac{(P - sh\sigma)_i}{\tan \alpha} = \frac{(P - sh\sigma) \cdot \left(\frac{A_i}{l_i}\right)}{\tan \alpha \cdot \sum_k \left(\frac{A_k}{l_k}\right)} \xrightarrow{\text{stessa sezione}} N_i = \frac{(P - sh\sigma) \cdot \left(\frac{1}{l_i}\right)}{\tan \alpha \cdot \sum_k \left(\frac{1}{l_k}\right)}$$

6.5.3 Puntelli di solo ritegno

Si consideri il singolo puntello di ritegno. Posto pari a f il coefficiente di attrito fra puntello e muratura (**Figura 6.12**), affinché non ci sia lo scorrimento della testa del puntello sulla muratura deve essere:

$$T \leq fN$$

$$T = N \tan \alpha \Rightarrow \tan \alpha \leq f \quad \text{ossia} \quad \alpha \leq \arctan f$$

Tale limitazione può essere superata se si adottano degli accorgimenti come l'ammorsamento nella muratura di alcuni organi della puntellatura, e la immissione di elementi verticali in grado di assorbire lo sforzo di scorrimento. Questo porta al sistema di ritegno triangolare di figura (**Figura 6.13**).

Considerato il nodo C e detti $S=01$ la spinta esercitata dalla muratura, $R_1=20$ la reazione del puntone CB , $R_2=12$ la reazione del tirante CA , si ottiene:

$$R_1 = \frac{S}{\cos \alpha} ; \quad R_2 = R_1 \sin \alpha = S \tan \alpha$$

Al fine di garantire un efficace ammorsamento deve essere valutata l'eventuale necessità di un consolidamento locale della muratura.

6.5.4 Sistemi reticolari di ritegno e sostegno

Consideriamo una delle strutture più efficaci (**Figura 6.14**), che può essere ridotta al nucleo resistente ABD . Siano $S=01$ la spinta orizzontale in D , $R_1=43$ la reazione del puntone AB in A , $R_2=12$ la reazione del puntone DB in D , $R_3=20$ la reazione del tirante DA in D , $R'=24$ la reazione spingente della muratura in A , $P=30$ il peso della muratura in A .

Per il nodo D ed il nodo A si danno le soluzioni grafiche e quelle analitiche:

(nodo D)

la soluzione grafica è rappresentata dal percorso 0-1-2-0 di (**Figura 6.14 b**), quella analitica si ottiene risolvendo il seguente sistema:

$$\begin{cases} S - R_2 \cos \alpha_2 - R_3 \cos \alpha_3 = 0 \\ R_2 \sin \alpha_2 - R_3 \sin \alpha_3 = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} S - R_3 \frac{\sin \alpha_3}{\tan \alpha_2} - R_3 \cos \alpha_3 = 0 \\ R_2 = R_3 \frac{\sin \alpha_3}{\sin \alpha_2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} R_3 = \frac{S}{\sin \alpha_3 \cdot \left(\frac{1}{\tan \alpha_2} + \frac{1}{\tan \alpha_3} \right)} \\ R_2 = \frac{S}{\sin \alpha_2 \cdot \left(\frac{1}{\tan \alpha_2} + \frac{1}{\tan \alpha_3} \right)} \end{cases}$$

(nodo A)

la soluzione grafica è rappresentata dal percorso 0-2-4-3-0 di **(Figura 6.14 b)**, quella analitica si ottiene risolvendo il seguente sistema:

$$\begin{cases} R' \cos \beta + R_3 \cos \alpha_3 - R_1 \cos \alpha_1 = 0 \\ R' \sin \beta + R_3 \sin \alpha_3 + R_1 \sin \alpha_1 - P = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} R' = R_1 \frac{\cos \alpha_1}{\cos \beta} - R_3 \frac{\cos \alpha_3}{\cos \beta} \\ R_1 \cos \alpha_1 \tan \beta - R_3 \cos \alpha_3 \tan \beta + R_3 \sin \alpha_3 + R_1 \sin \alpha_1 - P = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} R' = R_1 \frac{\cos \alpha_1}{\cos \beta} - R_3 \frac{\cos \alpha_3}{\cos \beta} \\ R_1 \cos \alpha_1 (\tan \alpha_1 + \tan \beta) + R_3 \cos \alpha_3 (\tan \alpha_3 - \tan \beta) - P = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} R_1 = \frac{P}{\cos \alpha_1 (\tan \alpha_1 + \tan \beta)} - R_3 \frac{\cos \alpha_3 (\tan \alpha_3 - \tan \beta)}{\cos \alpha_1 (\tan \alpha_1 + \tan \beta)} \\ R' = \frac{P}{\cos \beta (\tan \alpha_1 + \tan \beta)} - R_3 \frac{\cos \alpha_3 (\tan \alpha_3 + \tan \alpha_1)}{\cos \beta (\tan \alpha_1 + \tan \beta)} \end{cases}$$

Si ricordi che:

- senza attrito né coesione: $R' = N$ e $\beta = 0^\circ$
- con attrito: R' resta individuato da f e N con $\beta = \arctan(f)$
- con coesione: R' resta individuato da $F = sh\sigma$ e N con $\beta = \arctan(sh\sigma/N)$

6.5.4.1 Cenni sui fasci di puntelli e dissesto da rotazione

L'equazione di congruenza sul generico puntello e l'equilibrio globale alla rotazione portano alle seguenti espressioni:

$$R_i = EA_i \frac{\Delta l_i}{l_i} = EA_i \frac{h_i \cos \alpha_i}{l_i} \Delta \theta \quad d_i = b_i \sin \alpha_i$$

$$\sum_k R_k d_k = Pe \quad \Delta \theta \cdot \sum_k \left(EA_k b_k h_k \frac{\sin \alpha_k \cos \alpha_k}{l_k} \right) = Pe$$

$$\Delta\theta = \frac{R_i l_i}{EA_i h_i \cos \alpha_i} \quad \Delta\theta = \frac{Pe}{\sum_k \left(EA_k b_k h_k \frac{\sin \alpha_k \cos \alpha_k}{I_k} \right)}$$

$$R_i = \frac{Pe \left(\frac{EA_i h_i \cos \alpha_i}{I_i} \right)}{\sum_k \left(EA_k b_k h_k \frac{\sin \alpha_k \cos \alpha_k}{I_k} \right)}$$

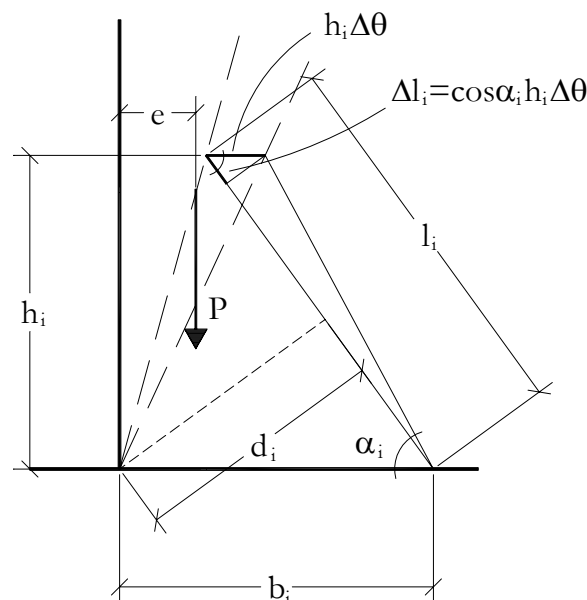


Figura 6.15. Dissesto da rotazione.

6.5.5 Determinazione della sezione

Si rimanda a quanto già detto nel capitolo dedicato ai puntelli verticali.

6.5.6 Esempio Numerico

Si considera l'intervento di ritegno della parete di testata dell'edificio in muratura di **(Foto 6.1)** e si procede al calcolo dell'intervento ipotizzando condizioni geometriche e di carico simili a quelle reali. La verifica allo S.L.U. in conformità all'**Ordinanza 3274/2003**. Si considerano solai e copertura non gravanti sulla parete di testata e si assume lo spessore del muro pari a 35 cm con peso proprio $\gamma_{muro} = 19.2 \text{ kN/m}^3$.

Le forze sismiche agenti sul sistema presidiario (**Figura 6.16** e **Figura 6.17**) si calcolano secondo quanto prescritto dalla vigente normativa, applicando il metodo statico equivalente. La zona sismica è la seconda.

I pesi sismici a livello dei piani sono costituiti dai soli carichi permanenti, e sono

$$W_1 = G_1 = \left(\gamma_{muro1} \cdot s_1 \cdot \frac{h_1}{2} + \gamma_{muro2} \cdot s_2 \cdot \frac{h_2}{2} \right) \cdot L = (19.2 \cdot 0.35 \cdot 3) \cdot 4 = 80.64 \text{ kN}$$

$$W_2 = G_2 = \left(\gamma_{muro2} \cdot s_2 \cdot \frac{h_2}{\gamma} + \gamma_{muro3} \cdot s_3 \cdot \frac{1}{\gamma} h_3 \right) \cdot L = (19.2 \cdot 0.35 \cdot 2.25) \cdot 4 = 60.48 \text{ kN}$$

Assumendo un coefficiente di struttura q unitario e suolo di tipo A, l'ordinata dello spettro risulta:

$$T_1 = 0.050 \cdot H^{3/4} = 0.050 \cdot 6^{3/4} = 0.19 \text{sec} \rightarrow T_B \leq T_1 \leq T_C$$

$$S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} = 0.25g \cdot 1.0 \cdot \frac{2.5}{1.0} = 0.625g$$

da cui si ricavano le forze sismiche e gli sforzi normali agenti sui puntelli

$$F_1 = S_d(T_1) \cdot \frac{W}{g} \cdot \lambda \cdot \frac{z_1 \cdot W_1}{z_1 \cdot W_1 + z_2 \cdot W_2} =$$

$$= 0.625 \cdot 141.12 \text{kN} \cdot 1.0 \cdot \frac{3 \cdot 80.64}{3 \cdot 80.64 + 6 \cdot 60.48} = 35.28 \text{kN}$$

$$F_2 = S_d(T_1) \cdot \frac{W}{g} \cdot \lambda \cdot \frac{z_2 \cdot W_2}{z_1 \cdot W_1 + z_2 \cdot W_2} =$$

$$= 0.625 \cdot 141.12 \text{kN} \cdot 1.0 \cdot \frac{6 \cdot 60.48}{3 \cdot 80.64 + 6 \cdot 60.48} = 52.92 \text{kN}$$

$$N_1 = \frac{F_1/2}{\cos \alpha_1} = \frac{35.28/2}{\cos 45^\circ} = 24.95 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{F_2/2}{\cos \alpha_2} = \frac{52.92/2}{\cos 63^\circ} = 58.29 \text{ kN}.$$

Le travi orizzontali di contenimento lavorano come travi semplicemente appoggiate, con taglio massimo presso gli appoggi e momento flettente massimo in mezzeria

$$M_{1\max} = \frac{q_1 L^2}{8} = \frac{F_1 L}{8} = \frac{35.28 \cdot 4}{8} = 17.64 \text{ kN} \cdot \text{m} ; V_{1\max} = \frac{F_1}{2} = \frac{35.28}{2} = 17.64 \text{ kN}$$

$$M_{2\max} = \frac{q_2 L^2}{8} = \frac{F_2 L}{8} = \frac{52.92 \cdot 4}{8} = 26.46 \text{ kN} \cdot \text{m} ; V_{2\max} = \frac{F_2}{2} = \frac{52.92}{2} = 26.46 \text{ kN}$$

Gli sforzi normali di compressione sui puntelli inclinati e le sollecitazioni assiali di trazione sui tiranti verticali sono i seguenti

$$N_{P1} = \frac{F_1/2}{\cos \alpha_1} = \frac{35.28/2}{\cos 45^\circ} = 24.95 \text{ kN} ; N_{T1} = \frac{F_1}{2} \tan \alpha_1 = \frac{35.28}{2} \tan 45^\circ = 17.64 \text{ kN}$$

$$N_{P2} = \frac{F_2/2}{\cos \alpha_2} = \frac{52.92/2}{\cos 63^\circ} = 58.29 \text{ kN} ; N_{T2} = \frac{F_2}{2} \tan \alpha_2 = \frac{52.92}{2} \tan 63^\circ = 51.93 \text{ kN} ..$$

Le travi inferiori, di ancoraggio per tiranti verticali e funzionanti come dormienti di diffusione del carico trasmesso dai puntelli, sono inseriti alla base della muratura e lavorano a taglio e flessione. Le sollecitazioni massime, come si deduce dalla [Figura 6.17](#), si hanno in corrispondenza dell'attacco dei tiranti e sono:

$$V_{max} = \frac{(N_{T1} + N_{T2})}{3.5} \cdot 3.1 = \frac{69.57}{3.5} \cdot 3.1 = 61.62 \text{ kN}$$

$$M_{max} = V_{max} \cdot 0.4 = 61.62 \cdot 0.4 = 24.65 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

Il materiale utilizzato sia legname appartenente alla classe di resistenza C16 (EN 338 - Marzo1997), classe di servizio 3, essendo il carico dovuto al sisma come classe si assume quella di breve durata, secondo le prescrizioni riportate nel capitolo **Materiali**.

Si determinano le resistenze di progetto $R_d = k_{mod} \frac{R_k}{\gamma_c}$, a compressione parallela alle fibre, a trazione parallela, a flessione e a taglio, per S.L.U. combinazione eccezionale

$$k_{mod} = 0.70 ; \gamma_M = 1.0 \quad \rightarrow \quad f_{c,od} = 0.70 \frac{17}{1.0} = 11.9 \text{ MPa}$$

$$f_{t,od} = 0.70 \frac{10}{1.0} = 7.0 \text{ MPa}$$

$$f_{m,d} = 0.70 \frac{16}{1.0} = 11.2 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = 0.70 \frac{1.8}{1.0} = 1.26 \text{ MPa}.$$

Al primo livello si utilizza una trave avente sezione $19 \times 24 \text{ cm}$, con area $S = 456 \text{ cm}^2$,

modulo di resistenza flessionale $W = \frac{bh^2}{6} = \frac{190 \cdot 240^2}{6} = 1824000 \text{ mm}^3$, ed area resistente a

taglio pari a $A_w = \frac{S}{\chi} = \frac{45600}{1.2} = 38000 \text{ mm}^2$.

Si calcola il momento resistente ed il taglio resistente della trave

$$M_{d1} = f_{m,d} W = 11.2 \cdot 1824000 \cdot 10^{-6} = 20.43 > 17.64 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{d1} = f_{v,d} A_w = 1.26 \cdot 38000 \cdot 10^{-3} = 47.88 > 17.64 \text{ kN}.$$

Al secondo livello si utilizza una trave avente sezione $20 \times 28 \text{ cm}$, con area $S = 560 \text{ cm}^2$,

modulo di resistenza flessionale $W = \frac{bh^2}{6} = \frac{200 \cdot 280^2}{6} = 2613333 \text{ mm}^3$,

e area resistente a taglio pari a $A_w = \frac{S}{\chi} = \frac{56000}{1.2} = 46666 \text{ mm}^2$.

Si calcolano il momento resistente ed il taglio resistente di tale trave

$$M_{d2} = f_{m,d} W = 11.2 \cdot 2613333 \cdot 10^{-6} = 29.27 > 26.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{d2} = f_{v,d} A_w = 1.26 \cdot 46666 \cdot 10^{-3} = 58.8 > 26.46 \text{ kN}.$$

I puntelli vengono dimensionati per carico di punta. Per quelli al primo livello si sceglie una

sezione $11 \times 11 \text{ cm}$, con $\rho_{min} = \frac{11}{\sqrt{12}} = 3.175 \text{ cm}$ e area $S = 121 \text{ cm}^2$, applicando la curva di stabilità della normativa DIN, riportata in tabella nel capitolo **Materiali**, si ottiene lo sforzo

normale resistente di compressione

$$\lambda = \frac{l_o}{\rho_{\min}} = \frac{310/\cos 45^\circ}{3.175} = 138 \rightarrow \omega = 5.72$$

$$N_d = \frac{f_{c,od} \cdot S}{\omega} = \frac{11.9 \cdot 12100}{5.72} \cdot 10^{-3} = 25.17 > 24.95 \text{ kN}.$$

Per quelli al secondo livello si utilizza una sezione 16×21 cm, con $\rho_{\min} = \frac{16}{\sqrt{12}} = 4.619 \text{ cm}$ e area $S = 336 \text{ cm}^2$, ottenendo il seguente sforzo normale resistente di compressione

$$\lambda = \frac{l_o}{\rho_{\min}} = \frac{310/\cos 63^\circ}{4.619} = 148 \rightarrow \omega = 6.58$$

$$N_d = \frac{f_{c,od} \cdot S}{\omega} = \frac{11.9 \cdot 33600}{6.58} \cdot 10^{-3} = 60.76 > 58.29 \text{ kN}.$$

Per i tiranti del primo livello si utilizza una sezione 4×10 cm, per la quale è $S = 40 \text{ cm}^2$ con una trazione resistente

$$N_{T1d} = f_{t,od} \cdot S = 7.0 \cdot 4000 \cdot 10^{-3} = 28 > 17.64 \text{ kN}.$$

Per i tiranti del secondo livello si utilizza una sezione 9×9 cm, per la quale è $S = 81 \text{ cm}^2$ con una trazione resistente

$$N_{T2d} = f_{t,od} \cdot S = 7.0 \cdot 8100 \cdot 10^{-3} = 56.7 > 51.93 \text{ kN}.$$

Ogni trave di ancoraggio inferiore viene realizzata con un elemento di sezione 24×32 cm, area $S = 768 \text{ cm}^2$,

modulo di resistenza flessionale $W = \frac{bh^2}{6} = \frac{240 \cdot 320^2}{6} = 4096000 \text{ mm}^3$, e area

resistente a taglio pari a $A_w = \frac{S}{\chi} = \frac{76800}{1.2} = 64000 \text{ mm}^2$.

Si calcola il momento resistente ed il taglio resistente della trave

$$M_d = f_{m,d} W = 11.2 \cdot 4096000 \cdot 10^{-6} = 45.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_d = f_{v,d} A_w = 1.26 \cdot 64000 \cdot 10^{-3} = 80.64 \text{ kN}.$$

Poiché la sezione maggiormente sollecitata è sottoposta contemporaneamente a taglio e flessione, la verifica va fatta applicando il seguente criterio di resistenza

$$\sqrt{\left(\frac{M}{M_d}\right)^2 + \left(\frac{V}{V_d}\right)^2} \leq 1 \rightarrow \sqrt{\left(\frac{24.65}{45.87}\right)^2 + \left(\frac{61.62}{80.64}\right)^2} = 0.93 \leq 1$$

6.6 Ottimizzazione dell'intervento

Lo schema strutturale proposto per il miglioramento dell'intervento è quello riportato in

Figura 6.18 . Esso facilita le operazioni di montaggio e fornisce garanzie dal punto di vista della rispondenza del comportamento reale dell'opera a quello teorico.

Le travi orizzontali di contenimento, lavorando a taglio e flessione secondo lo schema appoggio-appoggio, riportano sui sistemi di puntelli le forze distribuite, sismiche e statiche, agenti sulla parete. La diffusione dell'azione di ritegno viene estesa interponendo un fitto tavolato verticale fra le travi e la muratura.

I puntelli inclinati, sollecitati a compressione assiale, riportano a terra le forze inerziali generate dalle scosse sismiche ed eventualmente le forze statiche orizzontali o sub-orizzontali che interessano la facciata presidiata.

Lo scarico a terra delle azioni avviene mediante delle basi fondali che, a seconda dell'entità delle azioni e delle caratteristiche del terreno, possono essere dei semplici appoggi in legno o delle fondazioni in c.a..

Lo scorrimento della testa dei puntelli sulla muratura viene impedita con dei tiranti verticali, ancorati inferiormente ad elementi trave. La messa a punto di un sistema di tesatura dei tiranti, rende possibile la messa in opera di una *puntellatura attiva*, con il sistema in uno stato di precarico. La presenza dei tiranti consente, con il loro giusto dimensionamento, la messa in opera di puntelli con inclinazioni maggiori, con riduzione dell'ingombro e maggiori possibilità di transito.

Gli elementi inferiori di ancoraggio possono essere orizzontali, con una estremità alloggiata in un foro praticato alla base della parete e l'altra vincolata alla base fondale, oppure inclinati di un angolo sull'orizzontale avente tangente pari a 0.2 , con una estremità a contrasto della parete e l'altra vincolata alla base fondale opportunamente rialzata (**Figura 6.18**). Questa seconda soluzione è stata pensata per consentire l'applicazione dell'intervento ai casi per i quali non sia praticabile la foratura alla base della parete presidiata.

6.6.1 Materiali, attrezzature e fasi esecutive

Il materiale utilizzato è il legno e l'acciaio. Unico elemento in più rispetto al sistema solitamente adoperato è rappresentato dal tirante verticale, realizzabile mediante barre d'acciaio (FeB38k o FeB44k) o con barre d'acciaio armonico filettate tipo Freyssinet o Dywidag. I dadi utilizzati sono ad alta resistenza tipo 6S, per l'acciaio normale, e 8G per quello armonico.

Le travi inferiori di ancoraggio, singole o doppie, sono in legname o in acciaio (profilati del tipo HE, serie normale, alleggerita o pesante, in acciaio Fe360, Fe430 o Fe 510).

Le travi orizzontali di contenimento della parete, singole o doppie, sono in legname o sono costituite da profilati IPE o HE in acciaio Fe360, Fe430 o Fe510.

Le fasi da seguire nella realizzazione dell'intervento sono:

1. **Controllo della stagionatura del materiale.**
2. **Preparazione e disposizione della base fondale.**
3. **Disposizione dei dormienti e dei correnti a contatto della massa presidiata.**
4. **Posizionamento degli elementi base:** nel caso di sistema a massa presidiante non rialzata va preliminarmente realizzato un foro alla base della parete sufficiente per l'alloggiamento della trave di base. Successivamente si procede al posizionamento degli elementi di base curando, nel caso di massa rialzata, il perfetto contrasto tra parete e massa presidiante.
5. **Messa in opera dei puntelli:** dopo aver sagomato la testa del puntello e realizzato i fori per il passaggio delle barre, i puntelli vengono posizionati fra elemento di base e sistema di correnti orizzontali, curando la sagomatura della trave di base per l'alloggiamento dei puntelli.
6. **Messa in tiro della barre:** dopo aver posizionato i tiranti negli appositi fori realizzati in corrispondenza della testa dei puntelli, si procede a forare gli elementi di base che le barre devono eventualmente attraversare e bloccare queste ultime mediante piastre e bulloni. I tiranti vanno poi messi in carico mediante manicotti filettati intermedi o

agendo sui bulloni di estremità.

7. Posizionamento di elementi di controvento.

6.6.2 Procedura di dimensionamento

6.6.2.1 Dimensionamento dei puntelli

Sono elementi snelli sottoposti a carico assiale e dunque sono soggetti a fenomeni di instabilità. Sono costituiti da elementi in legname, singoli o doppi.

Il legname generalmente utilizzato è quello di conifera, in particolare l'abete. In commercio si trovano puntelli di lunghezza fino a 12 m, con sezioni che vanno dalla 6×8 [cm], alla 40×60 [cm].

Calcolata la forza orizzontale totale al piano k -esimo che deve essere assorbita dal sistema di puntelli S_i ($i=0, 1, 2, \dots, n$) compreso fra i campi C_i e C_{i+1} ($i=1, 2, \dots, n$):

$$F_{ki}^T = \frac{1}{2} (p_{ki} L_i + p_{k(i+1)} L_{(i+1)}) \quad [F]$$

si ricava lo sforzo normale agente sul puntello $N_{ki} = \frac{F_{ki}^T}{\cos \alpha_{ki}}$, con

α_{ki} = angolo di inclinazione del puntello sull'orizzontale (**Figura 6.19**).

I singoli puntelli vengono considerati come elementi incernierati agli estremi, con lunghezza di libera inflessione pari alla propria luce l . Hanno sezione rettangolare $b \times h = S$ con $b < h$, il

raggio d'inerzia della sezione è $\rho = \frac{b}{\sqrt{12}}$. Calcolata la snellezza della sezione $\lambda = \frac{l}{\rho}$, si ricava il coefficiente ω .

Lo sforzo normale resistente di progetto di una generica sezione vale $N_d = \frac{f_{c,od} \cdot S}{\omega}$.

La sezione del puntello viene scelta in modo che resti verificata la relazione seguente:

$$N_{ki} \leq n N_d \quad \text{con } n = \text{numero di puntelli (1 o 2)}.$$

6.6.2.2 Dimensionamento dei tiranti

Per il generico sistema di puntelli S_i al piano k il tiro è pari a $T_{ki} = F_{ki}^T \tan \alpha_{ki}$ (**Figura 6.19**),

essendo $F_{ki}^T = \frac{1}{2} (p_{ki} L_i + p_{k(i+1)} L_{(i+1)})$ la forza orizzontale totale al piano k che deve essere assorbita dal sistema di puntelli e α_{ki} l'inclinazione sull'orizzontale del puntello al piano k .

Nel caso di tiranti in acciaio, detta A_{ki} la loro area efficace netta deve risultare:

$$T_{ki} \leq f_d A_{ki} \quad \text{con } f_d = \text{tensione resistente di progetto per l'acciaio.}$$

Nel caso di tiranti in legno, detta S_{ki} la loro area efficace netta deve risultare:

$$T_{ki} \leq f_{t,od} S_{ki} \quad \text{con } f_{t,od} = \text{tensione resistente di progetto a trazione parallela alle fibre.}$$

6.6.2.3 Dimensionamento delle travi inferiori di ancoraggio

Abbiamo due possibili configurazioni per questo elemento, una lo prevede in posizione orizzontale con una estremità incassata nella muratura, nell'altra è disposto con una inclinazione di 0.2 sull'orizzontale e con una estremità a contrasto con la muratura. In entrambi i casi gli elementi sono sollecitati da una forza trasversale $T_i = \sum_{k=1}^m T_{ki}$ essendo m il numero di piani puntellati, forza trasversale che è data dalla somma delle trazioni agenti su tutti i tiranti del sistema S_i in esame.

Dalla risoluzione della prima configurazione (**Figura 6.20**) si ottiene :

$$V_{B,i} = T_i \frac{c}{(b+c)}$$

$$V_{D,i} = T_i \frac{b}{(b+c)}$$

Le sollecitazioni massime sull'elemento sono:

taglio $V_{max,i} = \max[V_D; V_B];$

momento flettente $M_{max,i} = V_D \cdot c;$

sforzo normale $N_{max,i} = 0 .$

Dalla risoluzione della seconda configurazione (**Figura 6.21**), definendo μ come coefficiente di attrito fra elemento e parete, si

ottiene :

$$V_D = \mu H_D \xrightarrow{\text{Equilibrio alla rotazione}} H_D = T \frac{b}{(b+c)(\mu + \tan \alpha)};$$

$$H_B + H_D = 0 \rightarrow H_B = -H_D$$

$$V_D = \mu H_D = T \frac{\mu b}{(b+c)(\mu + \tan \alpha)};$$

$$V_B + V_D = T \rightarrow V_B = T \frac{\mu c + (b+c) \tan \alpha}{(b+c)(\mu + \tan \alpha)}$$

Le sollecitazioni massime sull'elemento sono:

taglio $V_{max} = \max[V_D \cos \alpha + H_D \sin \alpha; T \cos \alpha - (V_D \cos \alpha + H_D \sin \alpha)]$

momento flettente $M_{max} = (V_D + H_D \tan \alpha) \cdot c$

sforzo normale $N_{max} = V_B \sin \alpha + H_B \cos \alpha$

Queste ultime espressioni si riducono a quelle ricavate per la prima configurazione sostituendo $\alpha=0$ e $H_B=H_D=0$.

Come per i puntelli viene utilizzato il legname di conifera, in particolare l'abete.

Le singole travi vengono considerate come elementi incernierati agli estremi, con lunghezza di libera inflessione pari alla propria luce l . Hanno sezione rettangolare $b \times h = S$

con $b < h$, il raggio d'inerzia della sezione è $\rho = \frac{b}{\sqrt{12}}$; calcolata la snellezza della sezione

$$\lambda = \frac{l}{\rho}, \text{ si ricava il coefficiente } \omega.$$

Il modulo di resistenza a flessione vale $W = \frac{bh^2}{6}$, e detto χ il fattore di taglio, che per sezioni rettangolari vale 1.2, si ricava l'area resistente a taglio S/χ .
Per una generica sezione si hanno le seguenti resistenze di progetto:

sforzo normale
$$N_d = \frac{f_{c,od} \cdot S}{\omega};$$

momento flettente
$$M_d = f_{m,od} W;$$

taglio
$$V_d = f_{vd} \frac{S}{\chi}.$$

Indicato con n il numero di travi (1 o 2), deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$\sqrt{\left(\frac{N_{\max}}{nN_d}\right)^2 + \left(\frac{M_{\max}}{nM_d}\right)^2 + \left(\frac{V_{\max}}{nV_d}\right)^2} \leq 1.$$

6.8 Tabelle di dimensionamento

Sono state redatte delle tabelle che forniscono i componenti del sistema di puntellamento attivo dimensionato per diversi casi, individuati da vari parametri. L'operatore entra nelle tabelle con i valori che caratterizzano lo stato di fatto sul quale intervenire e ne ricava i componenti da mettere in opera.

Sono stati definiti quattro diversi livelli di carico (A,B,C,D), la categoria di carico di appartenenza si evince componendo, come riportato in tabella, i seguenti dati:

- Tipo di muratura
- Spessore medio della muratura
- Altezza media di interpiano
- Tipologia del solaio
- Fascia media di solaio gravante sulla parete presidiata

Nota il livello di carico di appartenenza ed utilizzando i dati della geometria del sistema presidiante, le tabelle di dimensionamento dei componenti del sistema forniscono i seguenti risultati:

- Sezione del puntello singolo che presidia il primo livello
- Sezione della coppia di puntelli che presidiano il secondo livello
- Sezione dei tiranti applicati al puntello del primo livello
- Sezione dei tiranti applicati al singolo puntello del secondo livello
- Sezione delle travi inferiori di ancoraggio nel caso di puntello presente solo al primo livello
- Sezione delle travi inferiori di ancoraggio nel caso di puntelli presenti sia al primo che al secondo livello
- Scarichi orizzontali e verticali che interessano la massa presidiante nel caso di puntello presente solo al primo livello
- Scarichi orizzontali e verticali che interessano la massa presidiante nel caso di puntelli presenti sia al primo che al secondo livello

Le tabelle sono fornite per le diverse categorie sismiche e per due diversi coefficienti di riduzione delle sollecitazioni. Infatti, la sperimentazione sui "sistemi di puntelli attivi" ha evidenziato un comportamento dell'opera provvisoria molto migliore di quella prevista nel calcolo effettuato secondo le normative vigenti. Tale miglior comportamento è stato portato in conto dividendo per coefficiente 2 le sollecitazioni.

Un'altra considerazione è stata fatta sulla valutazione dell'intensità attesa delle scosse telluriche successive all'evento sismico principale, solitamente molto inferiore. Si è pertanto assunto un coefficiente riduttivo al denominatore delle forze sismiche pari a 2. A seconda se le condizioni indirizzano a portare in conto uno solo od entrambi i coefficienti, si utilizzeranno le tabelle con un Coeff.Rid.=2 oppure Coeff.Rid.=4.

Oltre ai componenti dei sistemi di puntelli inclinati, vengono fornite le tabelle dei tiri verticali sui puntelli, con i quali è possibile dimensionare la chiodatura, sostitutiva dei tiranti in acciaio, atta ad impedire lo scorrimento in testa. Visto il non soddisfacente comportamento sperimentale delle chiodature, i tiri vengono forniti senza alcuna riduzione rispetto a quelli teorici, ossia Coeff.Rid.=1.

È possibile utilizzare i tiri opportunamente ridotti per dimensionare i tiranti realizzati con un materiale diverso dall'acciaio Feb44k.

Le tabelle rappresentano casi più onerosi andando da sinistra a destra e dall'alto in basso. Quando vengono utilizzate, adattandole ai casi reali, occorre tenerlo presente al fine di restare sempre in sicurezza.

Si fa notare che tutte le tabelle seguenti sono state calcolate per sistemi di puntelli distanti tra loro di 3, 5 o 7 m, ed in particolare si è considerato un sistema centrale, sul quale agisce per intero il campo di muratura. Nel caso si stiano dimensionando sistemi di puntelli di estremità, poiché su questi insiste solo metà del campo di muratura presidiato, sarà sufficiente utilizzare componenti singoli al posto dei doppi (es. 2 p. 12×12 → 1 p. 12×12). Stesso discorso vale per i valori del tiro in testa ai puntelli

6.8.1 Esempio di applicazione delle tabelle

Si fa riferimento al caso dell'esempio numerico trattato nel presente capitolo. La muratura è in pietrame con spessore di 0.35 m, l'altezza media di interpiano è 3.0 m, Solaio e copertura non insistono sulla parete presidiata (fascia di solaio=0). Entrando con questi dati nella **Tabella 6.1** si ricava che il livello di carico atteso per il sistema presidiario è **A**. Le dimensioni geometriche che caratterizzano il sistema di puntelli con **massa non rialzata** sono la distanza della massa presidiante $d=3.50$ m ed il campo tra due sistemi di puntelli $L=4.0$ m, per cui nelle tabelle con Coeff.Rid.=2, in corrispondenza dei valori $d=3.5$ m e $L=5>4.0$ m, si leggono i risultati:

- 1) **Tabella 6.18** : puntello del primo livello=1p 13×13, puntello del secondo livello=2p 16×20.
- 2) **Tabella 6.20** : tirante del primo livello=(1Ø14 FeB44k), tirante del secondo livello=(2Ø18 FeB44k).
- 3) **Tabella 6.22** : elemento inferiore di ancoraggio=2tr 20×32.
- 4) **Tabella 6.24** : azioni sulla massa presidiante $H=98$ kN $V=140$ kN.
- 5) **Tabella 6.70** : tiro verticale in testa ai puntelli con cui dimensionare le chiodature (alternative ai tiranti): primo livello $T1=63$ kN, secondo livello $T2=252$ kN.

Poiché le puntellature sono di "estremità" assorbono solo la metà delle forze utilizzate per l'assemblaggio delle tabelle, dunque i valori da assumere come risultati per l'assemblaggio del singolo sistema di puntelli sono i seguenti:

- 1) Puntello del primo livello=1p 13×13, puntello del secondo livello=1p 16×20.
- 2) Tirante del primo livello=(1Ø14 FeB44k), tirante del secondo livello=(1Ø18 FeB44k).
- 3) Elemento inferiore di ancoraggio=1tr 20×32.
- 4) Azioni sulla massa presidiante $H=49$ kN $V=70$ kN.
- 5) Tiro verticale in testa ai puntelli con cui dimensionare le chiodature (alternative ai tiranti): primo livello $T1=31.5$ kN, secondo livello $T2=126$ kN.

Tabella 6.1 Definizione dei livelli di carico attesi. (massa non rialzata)

Tabella 6.2 Determinazione della sezione dei puntelli in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 4. (massa non rialzata)

Tabella 6.3 Determinazione della sezione dei puntelli in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 4. (massa rialzata)

Tabella 6.4 Determinazione della sezione dei tiranti in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 4. (massa non rialzata)

Tabella 6.5 Determinazione della sezione dei tiranti in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 4. (massa rialzata)

Tabella 6.6 Determinazione della sezione delle travi inferiori di ancoraggio in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 4. (massa

non rialzata)

Tabella 6.7 Determinazione della sezione delle travi inferiori di ancoraggio in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 4. (massa rialzata)

Tabella 6.8 Determinazione delle azioni orizzontali (H) e verticali (V) sulla massa presidiante in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 4. (massa non rialzata)

Tabella 6.9 Determinazione delle azioni orizzontali (H) e verticali (V) sulla massa presidiante in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 4. (massa rialzata)

Tabella 6.10 Determinazione della sezione dei puntelli in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 3. (massa non rialzata)

Tabella 6.11 Determinazione della sezione dei puntelli in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 3. (massa rialzata)

Tabella 6.12 Determinazione della sezione dei tiranti in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 3. (massa non rialzata)

Tabella 6.13 Determinazione della sezione dei tiranti in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 3. (massa rialzata)

Tabella 6.14 Determinazione della sezione delle travi inferiori di ancoraggio in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 3. (massa non rialzata)

Tabella 6.15 Determinazione della sezione delle travi inferiori di ancoraggio in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 3. (massa rialzata)

Tabella 6.16 Determinazione delle azioni orizzontali (H) e verticali (V) sulla massa presidiante in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 3. (massa non rialzata)

Tabella 6.17 Determinazione delle azioni orizzontali (H) e verticali (V) sulla massa presidiante in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 3. (massa rialzata)

Tabella 6.18 Determinazione della sezione dei puntelli in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 2. (massa non rialzata)

Tabella 6.19 Determinazione della sezione dei puntelli in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 2. (massa rialzata)

Tabella 6.20 Determinazione della sezione dei tiranti in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 2. (massa non rialzata)

Tabella 6.21 Determinazione della sezione dei tiranti in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 2. (massa rialzata)

Tabella 6.22 Determinazione della sezione delle travi inferiori di ancoraggio in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 2. (massa non rialzata)

Tabella 6.23 Determinazione della sezione delle travi inferiori di ancoraggio in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 2. (massa rialzata)

Tabella 6.24 Determinazione delle azioni orizzontali (H) e verticali (V) sulla massa presidiante in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 2. (massa non rialzata)

Tabella 6.25 Determinazione delle azioni orizzontali (H) e verticali (V) sulla massa presidiante in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 2. (massa rialzata)

Tabella 6.26 Determinazione della sezione dei puntelli in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 1. (massa non rialzata)

Tabella 6.27 Determinazione della sezione dei puntelli in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 1. (massa rialzata)

Tabella 6.28 Determinazione della sezione dei tiranti in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 1. (massa non rialzata)

Tabella 6.29 Determinazione della sezione dei tiranti in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 1. (massa rialzata)

Tabella 6.30 Determinazione della sezione delle travi inferiori di ancoraggio in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 1. (massa non rialzata)

Tabella 6.31 Determinazione della sezione delle travi inferiori di ancoraggio in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 1. (massa rialzata)

Tabella 6.32 Determinazione delle azioni orizzontali (H) e verticali (V) sulla massa presidiante in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 1. (massa non rialzata)

Tabella 6.33 Determinazione delle azioni orizzontali (H) e verticali (V) sulla massa presidiante in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 1. (massa rialzata)

Tabella 6.34 Determinazione della sezione dei puntelli in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 4. (massa non rialzata)

Tabella 6.35 Determinazione della sezione dei puntelli in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 4. (massa rialzata)

Tabella 6.36 Determinazione della sezione dei tiranti in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 4. (massa non rialzata)

Tabella 6.37 Determinazione della sezione dei tiranti in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 4. (massa rialzata)

Tabella 6.38 Determinazione della sezione delle travi inferiori di ancoraggio in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 4. (massa non rialzata)

Tabella 6.39 Determinazione della sezione delle travi inferiori di ancoraggio in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 4. (massa rialzata)

Tabella 6.40 Determinazione delle azioni orizzontali (H) e verticali (V) sulla massa presidiante in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 4. (massa non rialzata)

Tabella 6.41 Determinazione delle azioni orizzontali (H) e verticali (V) sulla massa presidiante in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 4. (massa rialzata)

Tabella 6.42 Determinazione della sezione dei puntelli in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 3. (massa non rialzata)

Tabella 6.43 Determinazione della sezione dei puntelli in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 3. (massa rialzata)

Tabella 6.44 Determinazione della sezione dei tiranti in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 3. (massa non rialzata)

Tabella 6.45 Determinazione della sezione dei tiranti in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 3. (massa rialzata)

Tabella 6.46 Determinazione della sezione delle travi inferiori di ancoraggio in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 3. (massa non rialzata)

Tabella 6.47 Determinazione della sezione delle travi inferiori di ancoraggio in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 3. (massa rialzata)

Tabella 6.48 Determinazione delle azioni orizzontali (H) e verticali (V) sulla massa presidiante in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 3. (massa non rialzata)

Tabella 6.49 Determinazione delle azioni orizzontali (H) e verticali (V) sulla massa presidiante in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 3. (massa rialzata)

Tabella 6.50 Determinazione della sezione dei puntelli in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 2. (massa non rialzata)

Tabella 6.51 Determinazione della sezione dei puntelli in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 2. (massa rialzata)

Tabella 6.52 Determinazione della sezione dei tiranti in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 2. (massa non rialzata)

Tabella 6.53 Determinazione della sezione dei tiranti in funzione del livello di carico atteso

e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 2. (massa rialzata)

Tabella 6.54 Determinazione della sezione delle travi inferiori di ancoraggio in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 2. (massa non rialzata)

Tabella 6.55 Determinazione della sezione delle travi inferiori di ancoraggio in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 2. (massa rialzata)

Tabella 6.56 Determinazione delle azioni orizzontali (H) e verticali (V) sulla massa presidiante in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 2. (massa non rialzata)

Tabella 6.57 Determinazione delle azioni orizzontali (H) e verticali (V) sulla massa presidiante in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 2. (massa rialzata)

Tabella 6.58 Determinazione della sezione dei puntelli in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 1. (massa non rialzata)

Tabella 6.59 Determinazione della sezione dei puntelli in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 1. (massa rialzata)

Tabella 6.60 Determinazione della sezione dei tiranti in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 1. (massa non rialzata)

Tabella 6.61 Determinazione della sezione dei tiranti in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 1. (massa rialzata)

Tabella 6.62 Determinazione della sezione delle travi inferiori di ancoraggio in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 1. (massa non rialzata)

Tabella 6.63 Determinazione della sezione delle travi inferiori di ancoraggio in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 1. (massa rialzata)

Tabella 6.64 Determinazione delle azioni orizzontali (H) e verticali (V) sulla massa presidiante in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 1. (massa non rialzata)

Tabella 6.65 Determinazione delle azioni orizzontali (H) e verticali (V) sulla massa presidiante in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 1. (massa rialzata)

Tabella 6.66 Tiro necessario per evitare lo scorrimento della testa dei puntelli, zona sismica 4. (massa non rialzata)

Tabella 6.67 Tiro necessario per evitare lo scorrimento della testa dei puntelli, zona sismica 4. (massa rialzata)

Tabella 6.68 Tiro necessario per evitare lo scorrimento della testa dei puntelli, zona sismica 3. (massa non rialzata)

Tabella 6.69 Tiro necessario per evitare lo scorrimento della testa dei puntelli, zona sismica 3. (massa rialzata)

Tabella 6.70 Tiro necessario per evitare lo scorrimento della testa dei puntelli, zona sismica 2. (massa non rialzata)

Tabella 6.71 Tiro necessario per evitare lo scorrimento della testa dei puntelli, zona sismica 2. (massa rialzata)

Tabella 6.72 Tiro necessario per evitare lo scorrimento della testa dei puntelli, zona sismica 1. (massa non rialzata)

Tabella 6.73 Tiro necessario per evitare lo scorrimento della testa dei puntelli, zona sismica 1. (massa rialzata)



6.9 Riferimenti Bibliografici

- ABRUZZESE D., COMO M., LANNI G.** *On the lateral strenght of multistory masonry walls with openings and horizontal reinforcing connections.* Earthquake Engineering, tenth world conference, Balkema-Rotterdam 1992.
- BALLIO G., MAZZOLANI F. M.** *Strutture in acciaio.* Hoepli, Milano 1987.
- BARRUCHELLO L., ASSENZA G.** *Diagnosi dei dissesti e consolidamento delle costruzioni.* DEI – Tipografia del Genio Civile, Roma 1995.
- CIGNI G.** *Il consolidamento murario.* Ed. Kappa, Roma 1978.
- DE TOMMASI G.** *Metodi e tipologie delle opere provvisionali.* PACT 18 – II.1.
- DI STEFANO R.** *Il consolidamento strutturale nel restauro tecnico.* Ed. Scientifiche Italiane.
- Dolce M., Liberatore D., Perillo G., Spera G.** *Sistemi di puntellamento a presidio di strutture murarie. analisi numeriche.* Atti del XI Convegno Nazionale “L’ingegneria Sismica in Italia”, Genova 2004.
- DOMENICI G.** *Le tecniche per il recupero edilizio.* NIS, 1985.
- GIORDANO G.** *Tecnica delle costruzioni in legno.* Hoepli.
- GIUFFRÉ A.** *Lettura sulla meccanica delle murature storiche.* 1991.
- Liberatore D., Spera G.** *Response of blocks subjected to seismic motion of the base. experimental results and first numerical analysis.* Atti dello STRUMAS V, Roma 2001.
- Liberatore D., Spera G.** *Risposta sismica di un palazzo ottocentesco nel Comune di Catania.* Manutenzione e Recupero nella città storica, Roma 1999.
- MASTRODICASA S.** *Dissesti statici delle strutture edilizie.* Hoepli, Milano 1994.
- MINNUCCI G.** *Elementi costruttivi nell’edilizia.* Ed. Ateneo, Roma.
- ORMEA G. B., REVERBERI U.** *Dissesti e consolidamenti in zone terremotate.* Hoepli, Milano 1982.
- PASTA A.** *Restauro antisismico.* Dario Flavio Editore, II edizione 1996.
- ROCCHI P.** *Progettare il consolidamento.* Ed. Kappa.
- SAPIENZA V.** *Geometria delle volte.* Documenti, 12. D.A.U. Università degli Studi di Catania, 1995.
- Ordinanza P.C.M. n. 3274 (2003).** *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.* G.U. n.105, 2003.

Normativa Tecnica CNR UNI 10011. Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione. CNR UNI 10011, Edizione 5, 01-06-1988.

8 TIRANTI METALLICI O CATENE

8.1 Presupposti e scopi

I tiranti, o catene, sono degli efficaci strumenti di consolidamento provvisorio, oltre che definitivo. Sono realizzati con elementi monodimensionali in acciaio, messi in leggero stato di trazione, che applicano sulle masse murarie un'azione di contenimento localizzata, per il tramite di elementi di ancoraggio, costituiti da piastre o barre, tradizionalmente denominati capichieve.

La messa in tiro del tirante richiede la presenza di un elemento di contrasto ad esso parallelo che funga da puntone, in modo che non sia direttamente la parete muraria che costituisce la massa presidiata a dover assorbire con sollecitazioni flettenti il tiro in condizioni statiche. Tale elemento può essere costituito da un muro trasversale o dal solaio. Per questa ragione i tiranti metallici si applicano preferibilmente a livello di solaio, in corrispondenza e parallelamente alle pareti trasversali, ortogonali a quella da presidiare. È possibile allontanarsi dalle pareti trasversali se il solaio ha caratteristiche tali da garantire da solo l'assorbimento del tiro delle catene, così come si possono applicare tiranti in adiacenza alle pareti trasversali anche in posizioni intermedie nell'interpiano. Per i tiranti disposti in adiacenza alle pareti trasversali, è in generale richiesta la rettilineità di queste ultime. Per superare piccole irregolarità i tiranti possono anche essere incassati localmente nella muratura, per andamenti a spezzata, è indispensabile predisporre tiranti binati, ossia disposti su entrambe le facce della parete, collegandoli trasversalmente alla parete stessa in corrispondenza dei cambi di direzione della parete.

Per l'applicazione dei tiranti è necessario che la muratura in corrispondenza dell'ancoraggio abbia buone caratteristiche meccaniche e comunque che l'elemento di ancoraggio (capochieve) sia opportunamente dimensionato per trasferire la massima forza del tirante alla muratura senza creare stati tensionali insostenibili. In caso di caratteristiche molto scarse o fatiscenza della muratura, sarà necessario ricorrere a interventi localizzati di rafforzamento.

Un'eccessiva lunghezza del tirante determina la sua eccessiva deformabilità, e quindi, una ridotta efficacia della sua azione di contenimento sotto l'effetto delle azioni sismiche. È quindi opportuno che i tiranti abbiano lunghezze inferiori ai 20 m.

8.2 Vantaggi e Svantaggi

- | | |
|---|--|
| <ul style="list-style-type: none"> • Ha un ingombro quasi nullo e, pertanto, non determina ostacoli né alla transitabilità delle strade adiacenti alla massa da presidiare né alla fruibilità all'interno. • Non incrementa la massa dell'edificio, e non interagisce negativamente con la struttura in oscillazione durante il sisma. • In caso di terremoto, svolge un ruolo attivo, migliorando sensibilmente il comportamento d'insieme della struttura, non limitando l'efficacia della sua azione al contenimento della massa presidiata, ma estendendola anche a quello della massa presidiante (generalmente la parete perimetrale opposta). • E' durevole. • Consente, generalmente, una ripresa del tiro, se | <ul style="list-style-type: none"> • Necessita dell'accessibilità all'anche se la permanenza all'in al tempo di posizionamento de • L'azione è localizzata e richiede buone condizioni in prossimità ancoraggio, così da assorbirne • La messa in opera può essere richiesti interventi di consolidamento in corrispondenza degli ancoraggi |
|---|--|

necessario, in tempi successivi.

- Può essere inglobato in un intervento definitivo di consolidamento o miglioramento/adequamento sismico

8.3 Stato dell'arte

La tecnica della tirantatura orizzontale si realizza con l'applicazione di barre post-tese in acciaio ordinario o ad alto limite elastico a ridosso di pareti murarie e vincolate alle estremità sulle pareti ad esse ortogonali per mezzo di appositi elementi.

Nel caso che la presenza del tirante sia richiesta in zone lontane dai muri normali, si utilizza il solaio come elemento resistente di contrasto. Per limitare al minimo l'ingombro, si può utilizzare un tirante piatto, a sezione rettangolare. Un'altra possibilità è quella di utilizzare come puntoni degli elementi in legno o in acciaio (tubi innocenti). Per massimizzare l'estensione dell'area su cui direttamente agisce il tirante, per contare su una maggior forza reattiva, quando la disgregazione muraria è tale da non garantire l'assorbimento degli sforzi localizzati ed infine quando manca il muro parallelo, si adottano dei capichiave a piastra.

L'applicazione di tiranti metallici a livello di solaio trova efficace impiego nella messa in sicurezza di strutture danneggiate dal terremoto, nelle quali si rende necessario un'opera di ritegno alternativa ai puntelli inclinati. In generale, danneggiamenti che richiedono la messa in opera di tiranti sono legati a situazioni patologiche in origine, essenzialmente dovute all'assenza o carenza di collegamenti tra pareti ortogonali e tra pareti e solai, già potenzialmente pericolose in situazioni statiche, che hanno determinato l'insorgere di meccanismi di collasso con ribaltamento o sganciamento di pareti murarie. Tale intervento è, pertanto, utilizzabile :

- nel caso di carenza di ammorsamento tra parete e parete e tra parete e solaio, capace di determinare, per effetto dell'azione sismica, rotazioni di porzioni o di intere pareti;
- in presenza di deformazioni di presso-flessione, con l'innesco di fenomeni di instabilità legate a sollecitazioni nel piano ortogonale al piano medio delle pareti, se l'inflessione si estende per più di un piano (**Figura 8.1**);
- in presenza di solai non capaci di assicurare un adeguato vincolo alle pareti perché collegati in maniera poco efficace o perché semplicemente poggiati su di esse;
- per contrastare la spinta esercitata da orizzontamenti spingenti;
- in presenza di cedimenti fondali.

All'occorrenza si procede preventivamente al consolidamento della zona muraria circostante i capichiave, ed interessata direttamente dall'azione del tirante, mediante coli o iniezioni a bassa pressione di malta di cemento e cuciture (barre di acciaio ad aderenza migliorata).

Figura 8.1 Riduzione dell'onda di inflessione di una parete verticale mediante catene.

8.4 Materiali, attrezzature e fasi esecutive

Elenchiamo di seguito i possibili componenti in un intervento di incatenamento secondo le tecniche tradizionali, adottate nel passato anche come intervento di consolidamento definitivo.

- *Tirante*: può essere a sezione *circolare*, da preferire, o *rettangolare*, quest'ultima viene adottata quando è necessario ridurre al minimo l'ingombro. Dimensionato a trazione. Nel "metodo Morandi" è costituito da trefoli di acciaio armonico, ma tale metodo è da ritenersi un intervento di consolidamento murario definitivo.

- *Capichieve*: sono gli organi di ritegno e possono essere del tipo a *paletto* (**Figura 8.2**) (con lunghezza di 80÷120 cm), a *piastra nervata* (**Figura 8.3**) (con lato o diametro di 30÷50 cm o con area equivalente, se di forma diversa dal quadrato o dal cerchio), le nervature sono saldate sulla piastra, a *imbracatura di traversi e paletti* (**Figura 8.4**). Dimensionati a flessione. Nella pratica corrente, quando non si pensa ai tiranti come intervento definitivo, come capichieve si utilizzano i profilati in acciaio, più economici e reperibili.
- *Giunti di tensione terminali*, vengono applicati sui capichieve a piastra e sono a vite e dado (**Figura 8.3**) con la filettatura ottenuta previa ricalcatura a caldo, in modo da non ridurre la sezione resistente a trazione. Il nucleo della vite va dimensionato a trazione, la filettatura a taglio.

Figura 8.2 Capochiave a paletto. (**MASTRODICASA S., 1994**).

Figura 8.3 Capochiave a piastra nervata. (**MASTRODICASA S., 1994**).

Figura 8.4 Capochiave ad imbracatura di traversi e paletti. (**MASTRODICASA S., 1994**).

Giunti di tensione intermedi, possono essere a vite e gabbia (**Figura 8.5**) o a vite e manicotto (**Figura 8.6**) con la filettatura ottenuta previa ricalcatura a caldo. Il nucleo della vite va dimensionato a trazione, la filettatura a taglio.

Figura 8.5 Giunto di tensione intermedio a vite e gabbia. (**MASTRODICASA S., 1994**).

Figura 8.6 Giunto di tensione intermedio a vite e manicotto. (**MASTRODICASA S., 1994**).

Figura 8.7 Unione intermedia a forchetta. (**MASTRODICASA S., 1994**).

Unioni intermedie, realizzate con un *giunto a forchetta e bietta* (**Figura 8.7**) in modo da mantenere in asse la sollecitazione di trazione ed evitare così momenti parassiti. È un tipo di giunzione che non si presta agli interventi provvisori attuali, ma essendo stata molto utilizzata nel passato negli interventi definitivi, se ne ritiene opportuna la descrizione. È opportuno che la bietta, foggiate a profilo rettilineo leggermente inclinato, vada in completo contatto con gli occhielli della forchetta e del maschio, per cui il profilo degli occhielli deve corrispondere a quello della bietta, questo per ridurre al minimo il pericolo di rifollamento dovuto alle tensioni concentrate. Gli occhielli vanno dimensionati a trazione, taglio e rifollamento, la bietta a flessione e taglio.

I paletti non vanno disposti orizzontalmente né verticalmente, ma inclinati di circa 45° sull'orizzontale in modo da scaricare il tiro sugli elementi deputati al contrasto, ossia i muri trasversali ed i solai. È vitale inclinare il paletto nel verso giusto, onde non andare a caricare la parete che si intende sostenere (**Figura 8.8**). Quando la muratura non è in grado di assorbire la reazione di un paletto singolo, si opta per l'uso di capichieve a piastra nervata, rettangolare o circolare.

Figura 8.8 Disposizione di un capochiave a paletto: a) corretta; b) scorretta.

8.4.1 Catena in acciaio post-tesa

Perché la tecnica delle catene sia efficace, è necessario ricorrere alle seguenti fasi:

1. **Scrostatura dell'intonaco**. In corrispondenza delle zone di foratura, destinate

successivamente all'ancoraggio delle catene, è preliminarmente necessario effettuare la scrostatura dell'intonaco, al fine di poter creare un'area di appoggio della piastra adeguata alle sollecitazioni su essa gravanti dopo la messa in tensione. In tale fase si ricorrerà ad un'attrezzatura che non provochi vibrazioni e colpi.

2. **Eventuali interventi sulla muratura.** Se la muratura presenta cavità e lesioni evidenti, è necessario effettuare preliminarmente un suo risanamento con tecniche diverse, quali le iniezioni di malta e la sostruzione muraria.
3. **Segnatura dei livelli e degli assi dei tiranti.**
4. **Foratura delle pareti.** I fori passanti vanno eseguiti a livello di ogni solaio, nel caso di edifici multipiano, ad intervalli di altezza non superiore ai 4-5 m, nel caso di strutture alte. In generale, i fori dovrebbero essere disposti a formare maglie rettangolari di dimensioni massime di 5 m in larghezza per 4 m in altezza. Essi possono interessare soltanto le pareti ortogonali alle catene, in modo che queste ultime siano posizionate in adiacenza alla parete trasversale, o, più raramente, svilupparsi all'interno della parete trasversale (tiranti trivellati costituiti da acciaio armonico). Nell'operazione di foratura si utilizzano trapani o sonde a rotazione munite di tagliatore carotiere con corona diamantata o di acciaio extra-duro; strumenti che producono scuotimenti e vibrazioni sulla muratura potrebbero, infatti, innescare fenomeni fessurativi su una zona nevralgica per l'efficacia dell'intervento quale quella di ancoraggio. I fori realizzati sulle pareti ortogonali, onde permettere il passaggio dei tiranti, hanno diametro compreso tra i 25 ed i 30 mm; tali fori vengono eseguiti in corrispondenza dei solai, subito sotto i pavimenti, per ridurre la lunghezza libera di inflessione degli elementi strutturali verticali. Quando si ritiene che la muratura non sia in grado di sopportare gli sforzi concentrati dovuti ai tiranti, è opportuno applicare due tiranti a ridosso delle pareti trasversale su entrambe le facce e per tutta la loro lunghezza, in modo da evitare danni localizzati in corrispondenza degli ancoraggi. Per le catene in aderenza, nel caso di opere che debbono diventare definitive, si procede, infine, all'esecuzione di scanalature sulle pareti parallele ai tiranti della profondità di 3-4 cm, destinate ad accoglierle lungo tutto il loro sviluppo. In presenza di muri a spessore variabile o con sporgenze e rientri, è necessario garantire il contatto fra parete e catene con legature trasversali; è opportuno realizzare tali legature anche se la parete in adiacenza ai tiranti è intersecata da elementi murari trasversali a interesse maggiore di 7 m.
5. **Eventuale scasso della muratura (da effettuare solo in caso di intervento definitivo).** Le piastre di ripartizione devono essere posizionate a diretto contatto con la muratura privata soltanto dell'intonaco. L'incassamento delle piastre nel muro comporterebbe il danneggiamento dello strato paramentale esterno che, con quello interno, rappresenta la parte resistente della parete, soprattutto nel caso di muratura povera quale quella a sacco. Esigenze architettoniche di occultamento delle piastre di ancoraggio possono condurre a effettuare nella zona di muratura interessata un incasso, soltanto se lo spessore murario e le caratteristiche meccaniche della muratura, siano tali da garantire comunque una buona risposta.
6. **Eventuale consolidamento dell'area interessata dall'ancoraggio.** Se le caratteristiche meccaniche della muratura sono tali da far insorgere dubbi circa la sua capacità di assorbire le sollecitazioni trasmesse dai capichiave, si rende necessario adottare modalità ed elementi di ancoraggio tali da ridurre sensibilmente le tensioni di contatto e di punzonamento o intervenire localmente sulle zone di appoggio di piastre o paletti, consolidandole mediante iniezioni a bassa pressione e/o l'inserimento di cuciture metalliche.
7. **Preparazione e inserimento dei tiranti.** Prima della messa in opera, i tondini di acciaio da utilizzare vanno tagliati e dotati, per almeno 10 cm agli estremi, di filettatura necessaria per l'ancoraggio con dadi. Tale operazione va eseguita mediante "ricalcatura a caldo", che consente di filettare nel maggiore spessore e garantire una sezione resistente, al netto della filettatura, pari a quella del tirante; se così non fosse, occorrerà tenere presente, nel dimensionamento, che la zona filettata è la zona di minore

resistenza, su cui effettuare il dimensionamento del tirante.

8. **Posizionamento dell'organo di ritegno.** Alle estremità delle catene vanno collocati gli elementi di ripartizione previsti, previa localizzazione di un valido piano di allettamento con malta di elevate proprietà meccaniche e anti-ritiro. Nella maggior parte dei casi l'organo di ritegno è rappresentato da piastre nervate dello spessore di 1-2 cm, o non nervate di spessore superiore, con dimensione caratteristica (lato per le piastre quadrate e diametro per quelle circolari) dell'ordine dei 30-50 cm. Le piastre possono essere anche a croce e ad *angolo* (**Figura 8.9**). I paletti, invece, devono avere una lunghezza superiore agli 80 cm, per evitare tensioni di compressione eccessive sulla muratura, ma inferiore ai 130 cm, in maniera da contenere la loro inflessione con conseguente perdita di carico nei tiranti. In funzione della lunghezza del paletto e proprio per garantire una accettabile sua deformazione flessionale, va progettato opportunamente lo spessore di tale organo di ritegno. I paletti vanno disposti a 45° rispetto all'orizzontale in maniera da avere come due elementi di contrasto la parete trasversale, nella parte superiore, e il solaio o il rinfiacco della volta, nella parte inferiore; in tal modo si evita che le tensioni di contatto possano gravare sui letti di malta orizzontali o verticali. Nel caso di tiranti doppi, si può ricorrere a piastre di dimensioni maggiori con due fori e irrigidimenti adeguati o ad una imbracatura di paletti e traversi. Se il tirante è costituito da trefoli di acciaio armonico, l'ancoraggio è effettuato con i consueti dispositivi impiegati nella precompressione, singoli o multicavo, basati su piastre e cunei di bloccaggio (**Figura 8.10**).

Figura 8.9 Organo di ritegno ad angolo. (**DI STEFANO R., Ed. Scientifiche Italiane**).

Figura 8.10 Ancoraggio dei trefoli. (**DI STEFANO R., Ed. Scientifiche Italiane**).

Figura 8.11 Ancoraggio delle barre d'acciaio. (**DI STEFANO R., Ed. Scientifiche Italiane**).

9. **Messa in tensione dei tiranti.** Questa fase può essere eseguita soltanto dopo che il letto di malta interposto tra muratura e piastra è perfettamente indurito. Lo stato tensionale previsto nei tiranti va imposto agendo sui dadi di estremità con chiavi dinamometriche nel caso di tondini, con martinetti idraulici nel caso di trefoli. Gli ordini di grandezza dei carichi di sicurezza a trazione per la muratura possono essere indicati in funzione del tipo di legante

- | | |
|--|--------------------------------|
| a) per malte a base di cemento e sabbia | $\sigma_o = 0.4 \text{ MPa};$ |
| b) per malte a base di calce e pozzolana | $\sigma_o = 0.1 \text{ MPa};$ |
| c) per malte a base di calce e sabbia | $\sigma_o = 0.03 \text{ MPa}.$ |

Va, comunque, sottolineato che tali valori sono soltanto indicativi e dovranno essere opportunamente ridotti nel caso di murature fatiscenti a seconda dello stato di degrado, per le quali, comunque, è sempre consigliabile procedere al consolidamento locale prima della disposizione delle catene.

Per un calcolo più preciso dello sforzo di trazione compatibile con la muratura in esame, può utilizzarsi cautelativamente il valore più basso tra:

- i) quello che produce lo scorrimento di un tronco di cono di muratura avente come base minore la piastra e lati inclinati di 45° e trattenuto dalla sola coesione;
- ii) quello che produce lo scorrimento del tronco di cono detto, ma trattenuto dall'attrito dipendente dalla massa muraria soprastante.

10. **Protezione dei dispositivi di ritegno dagli agenti atmosferici.**

11. **Sigillatura dei fori e delle scanalature.** Gli incavi di alloggiamento delle catene e i fori passanti nello spessore murario vanno riempiti con boiaccia di cemento additivata con sostanze anti-ritiro o con malta a base di resine.

8.5 Procedura di dimensionamento

Il tirante metallico va dimensionato a trazione.

Il muro su cui agisce il capochiave va dimensionato a taglio, infatti, essendo i capichiave posizionati a ridosso dei solai e dei muri trasversali, gli sforzi flessionali sono trascurabili rispetto a quelli taglianti.

8.5.1 Verifica della catena

Si possono presentare due casi:

- a) Noto lo sforzo di trazione N del tirante sopportabile dalla muratura, fissata la tensione di sicurezza σ_f per l'acciaio ed il suo modulo elastico E , posta L la distanza fra i muri di contrasto, si deve calcolare l'area resistente ω necessaria per la catena e l'allungamento ΔL di quest'ultima. Molto facilmente si ottiene:

$$\Delta L = \varepsilon_f \cdot L = \frac{\sigma_f}{E} L$$

$$\omega = \frac{N}{\sigma_f}$$

- b) Noto lo sforzo di trazione N del tirante sopportabile dalla muratura, fissata la sezione ω della catena ed il modulo elastico dell'acciaio E , posta L la distanza fra i muri di contrasto, si deve calcolare la tensione σ e l'allungamento ΔL della catena. Segue la soluzione:

$$\Delta L = \varepsilon \cdot L = \frac{N}{\omega \cdot E} L$$

$$\sigma = \frac{N}{\omega} \leq \sigma_f$$

Nelle risoluzioni precedenti si è fatta l'ipotesi, non veritiera, di muri assolutamente rigidi. Per ottenere valori più aderenti alla realtà, è opportuno maggiorare ΔL di un coefficiente variabile da 1.5 a 2, a seconda se i capichiave sono posizionati a ridosso di muri trasversali e solai di buona rigidezza oppure no.

8.5.2 Verifica del muro

A seguito dell'azione del tirante, si sviluppano nello spessore murario tensioni di trazione inclinate di 45° , con l'apertura di fessure a 45° rispetto al paletto (90° rispetto alle tensioni di trazione) (**Figura 8.12**). Il massimo sforzo di trazione N che può esercitare la catena è pari alla tensione di trazione σ_o sopportabile dalla muratura moltiplicata per la superficie laterale del solido di distacco diviso $\sqrt{2}$ (**Figura 8.13**).

Figura 8.12 Singolo paletto: diffusione della tensione nello spessore del muro.

La superficie laterale si compone di trapezi nel caso di paletti, per cui:

$$N = \sigma_o \cdot (4S + 2L + 2a) \cdot S$$

Una formula analoga vale nel caso di piastre rettangolari.

Figura 8.13 Singolo paletto: solido di distacco.

Per una piastra circolare il solido di distacco è un tronco di cono ([Figura 8.14](#)), in questo caso lo sforzo massimo che il muro può assorbire è:

$$N = \sigma_o \cdot \pi(2S + 2d) \cdot S$$

Figura 8.14 Piastra circolare: solido di distacco.

8.5.3 Tesatura delle catene

L'allungamento ΔL per la messa in tensione delle catene si può eseguire "a caldo" o "a freddo".

8.5.3.1 Allungamento a caldo

Posta in opera la catena, si forzano leggermente le biette contro i capichave, dopodiché si riscalda la catena nel tratto centrale fino a che le biette di allentano e si raggiunge l'allungamento voluto. Infine si forzano nuovamente le biette, ed in seguito alla contrazione dovuto al raffreddamento il tirante raggiungerà lo stato tensionale di progetto. La misura dell'allungamento del tirante, rapportato alla sua lunghezza e moltiplicato per il modulo elastico dell'acciaio fornisce una stima per eccesso dello stato tensionale che si sviluppa nel tirante a raffreddamento avvenuto. Le deformazioni elastiche o anelastiche della muratura o il parziale recupero del cedimento possono ridurre sensibilmente l'effettiva tensione presente, fino anche ad annullarla.

8.5.3.2 Allungamento a freddo

Si esegue con catene munite di dispositivo di serraggio di estremità o intermedi. L'allungamento si ottiene avvitando progressivamente il dado terminale delle catene, che contrasta sul capochave, oppure il manicotto intermedio. Mediante un calibro di precisione si valuta l'entità. L'uso di una chiave dinamometrica permette di calibrare e conoscere in maniera sufficientemente precisa l'effettiva tensione presente nel tirante al termine dell'operazione.

Per facilitare l'avvitamento dei bulloni e dei manicotti, anche per tiranti munite di dispositivi di serraggio a freddo, si potrebbe comunque riscaldare la catena in un tratto centrale, provocandone così l'allungamento.

8.5.3.3 Sbalzi termici

Sia L_o la lunghezza iniziale, "a temperatura ambiente" t_o , del tirante e sia α_f il coefficiente di dilatazione termica dell'acciaio. Avendo calcolato in fase di progettazione la deformazione ε_f e quindi l'allungamento ΔL necessario, è facile dedurre il valore della temperatura t da raggiungere utilizzando le seguenti relazioni:

$$\Delta L = L - L_o = L_o \alpha_f (t - t_o)$$

$$\varepsilon_f = \alpha_f (t - t_o)$$

Il problema diventa più complicato volendo portare in conto l'influenza degli sbalzi termici stagionali sullo stato tensionale della catena. Il coefficiente di dilatazione termica dell'acciaio è $\alpha_f = 12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, mentre quello della comune muratura di mattoni si può assumere pari a $\alpha_m = 6 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, dal confronto scaturisce che $\alpha_f = 2\alpha_m$ risultando chiara una maggiore sensibilità dell'acciaio rispetto alla muratura alle variazioni di temperatura dell'ambiente esterno.

Sia $t_s \neq t_o$ la temperatura ambiente in un qualsiasi momento dell'anno, questo comporta una variazione di deformazione e di tensione rispetto alle condizioni di posa in opera dell'elemento:

$$\Delta L_f^s = L_o \alpha_f (t_s - t_o) \quad \varepsilon_f^s = \alpha_f (t_s - t_o)$$

$$\Delta L_m^s = L_o \alpha_m (t_s - t_o) \quad \varepsilon_m^s = \alpha_m (t_s - t_o)$$

La variazione di deformazione che si trasforma in variazione di tensione per la catena è:

$$\Delta L_s = \Delta L_f^s - \Delta L_m^s \quad \varepsilon_s = \varepsilon_f^s - \varepsilon_m^s = (\alpha_f - \alpha_m) \cdot (t_s - t_o)$$

Aggiungendo questo fattore correttivo e ricordando che t_o è la temperatura ambiente all'atto della posa in opera dell'elemento, la deformazione complessiva del tirante in un generico momento dell'anno per una temperatura ambiente $t_s \neq t_o$ è:

$$\varepsilon_f = \alpha_f (t - t_o) - (\alpha_f - \alpha_m) \cdot (t_s - t_o) = \alpha_f (t - t_s) + \alpha_m (t_s - t_o)$$

Un innalzamento della temperatura ambiente rispetto a quella iniziale, ossia per $t_s > t_o$, comporta una caduta di tensione della catena, viceversa un abbassamento della temperatura ambiente rispetto a quella iniziale provoca un aumento della trazione nel

tirante. Questo risulta evidente sostituendo $\alpha_m = \frac{\alpha_f}{2}$ nella relazione precedente:

$$\varepsilon_f = \alpha_f \left(t - \frac{t_s + t_o}{2} \right)$$

La soluzione del problema porta, non ad un unico valore, ma ad un intervallo di valori per le deformazioni e le tensioni del tirante. Fissiamo quelle che possono essere le condizioni estreme di lavoro per il tirante e la muratura, condizioni riassumibili con le seguenti:

$$\sigma_{\max} = E \varepsilon_{f \max}$$

$$\sigma_{\min} = E \varepsilon_{f \min}$$

Conoscendo le temperature massime e minime stagionali, impostiamo in corrispondenza di queste ultime l'equilibrio delle condizioni estreme di lavoro:

$$\varepsilon_{f \max} = \alpha_f (t - t_{\min}) + \alpha_m (t_{\min} - t_o)$$

$$\varepsilon_{f \min} = \alpha_f (t - t_{\max}) + \alpha_m (t_{\max} - t_o)$$

Si conclude che fissati σ_{\max} e σ_{\min} , t_{\max} e t_{\min} , nota la temperatura ambiente all'atto della posa in opera t_o , si ricava l'intervallo di temperature (t_1, t_2) . La temperatura ambiente all'atto della posa in opera t_o influenza chiaramente la scelta della temperatura di riscaldamento $t \in (t_1, t_2)$; da quest'ultima si può dedurre infine l'allungamento corrispondente, utile nel caso di tiraggio a freddo, $\Delta L = \alpha_f (t - t_o)$.

È consigliato evitare il dimensionamento in eccesso della sezione della catena, che porterebbe a più grandi variazioni del tiro N e dunque ad un maggiore pericolo di crisi per la muratura o di perdita di efficacia dell'intervento stesso.

8.5.4 Esempio numerico

Si considera l'intervento di ritegno della facciata dell'edificio in muratura illustrato nella **Foto 8.1**, e si procede al calcolo dell'intervento ipotizzando condizioni geometriche e di carico simili a quelle reali. Si esegue la verifica allo S.L.U., in conformità all' **Ordinanza 3274/2003**.

Foto 8.1 **Nota** - Edificio su Corso Vittorio, angolo con Piazza XVI Maggio.

Le altezze di interpiano siano $h_1 = h_2 = 5$ m, solai e copertura si considerano gravanti sulla parete di facciata e quindi spingenti su di essa a seguito del sisma con pesi propri $p_{s1} = 5$ kN/m², $p_{s2} = 3.5$ kN/m², e carichi accidentali $q_{s1} = 4$ kN/m², $q_{s2} = 2$ kN/m²; si assume lo spessore del muro pari a 60 cm ed il suo peso proprio $\gamma_{muro} = 22$ kN/m³. Le fasce di solaio e copertura gravanti sulla parete hanno una larghezza $B_1 = B_2 = 3.5$ m.

Figura 8.15 Tiranti e travi di contenimento per la facciata di un edificio in muratura.

Le forze sismiche agenti sul sistema presidiario si calcolano secondo quanto prescritto dalla vigente normativa, applicando il metodo statico equivalente. La zona sismica è la seconda. I pesi sismici a livello dei piani sono costituiti dalla combinazione dei carichi permanenti ed accidentali secondo un coefficiente di combinazione $\psi_E = 0.60$ (locali aperti al pubblico), e sono

$$W_1 = G_1 + \psi_E Q_1 = \left(\gamma_{muro1} \cdot s_1 \cdot \frac{h_1}{2} + \gamma_{muro2} \cdot s_2 \cdot \frac{h_2}{2} \right) \cdot L + p_{s1} \cdot B_1 \cdot L + \psi_E \cdot q_{s1} \cdot B_1 \cdot L =$$

$$= (22 \cdot 0.6 \cdot 5) \cdot 7 + 5 \cdot 3.5 \cdot 7 + 0.60 \cdot 4 \cdot 3.5 \cdot 7 = 643 \text{ kN}$$

$$W_2 = G_2 + \psi_E Q_2 = \left(\gamma_{muro2} \cdot s_2 \cdot \frac{h_2}{2} \right) \cdot L + p_{s2} \cdot B_2 \cdot L + \psi_E \cdot q_{s2} \cdot B_2 \cdot L =$$

$$= (22 \cdot 0.6 \cdot 2.5) \cdot 7 + 3.5 \cdot 3.5 \cdot 7 + 0.60 \cdot 2 \cdot 3.5 \cdot 7 = 346 \text{ kN}$$

Assumendo un coefficiente di struttura q unitario e suolo di tipo A, l'ordinata dello spettro risulta:

$$T_1 = 0.050 \cdot H^{3/4} = 0.050 \cdot 10^{3/4} = 0.28 \text{ sec} \rightarrow T_B \leq T_1 \leq T_C$$

$$S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} = 0.25g \cdot 1.0 \cdot \frac{2.5}{1.0} = 0.625g$$

da cui si ricavano le forze sismiche ad ogni piano per ogni campo di 7 m.

$$F_1 = S_d(T_1) \cdot \frac{W}{g} \cdot \lambda \cdot \frac{z_1 \cdot W_1}{z_1 \cdot W_1 + z_2 \cdot W_2} =$$

$$= 0.625 \cdot 989 \text{ kN} \cdot 1.0 \cdot \frac{5 \cdot 643}{5 \cdot 643 + 10 \cdot 346} = 298 \text{ kN}$$

$$F_2 = S_d(T_1) \cdot \frac{W}{g} \cdot \lambda \cdot \frac{z_2 \cdot W_2}{z_1 \cdot W_1 + z_2 \cdot W_2} =$$

$$= 0.625 \cdot 989 \text{ kN} \cdot 1.0 \cdot \frac{10 \cdot 346}{5 \cdot 643 + 10 \cdot 346} = 320 \text{ kN}$$

Si suppongono le travi orizzontali di contenimento continue su 4 appoggi e carico uniformemente distribuito, continuità ottenuta a mezzo di idonee saldature. Le sezioni maggiormente sollecitate sono quelle presso gli appoggi centrali con momento flettente massimo e taglio massimo

$$M_{1\max} = \frac{q_1 L^2}{10} = \frac{F_1 L}{10} = \frac{298 \cdot 7}{10} = 208.6 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad ; \quad V_{1\max} = \frac{6}{10} F_1 = \frac{6}{10} 298 = 178.8 \text{ kN}$$

$$M_{2\max} = \frac{q_2 L^2}{10} = \frac{F_2 L}{10} = \frac{320 \cdot 7}{10} = 224 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad ; \quad V_{2\max} = \frac{6}{10} F_2 = \frac{6}{10} 320 = 192 \text{ kN}$$

Le reazioni degli appoggi esterni ed interni, che forniscono le sollecitazioni nei cavi tiranti, sono

$$R_{E1} = \frac{4}{10} q_1 L = \frac{4}{10} F_1 = \frac{4}{10} 298 = 119.2 \text{ kN} \quad ; \quad R_{I1} = \frac{11}{10} q_1 L = \frac{11}{10} F_1 = \frac{11}{10} 298 = 327.8 \text{ kN}$$

$$R_{E2} = \frac{4}{10} q_2 L = \frac{4}{10} F_2 = \frac{4}{10} 320 = 128 \text{ kN} \quad ; \quad R_{I2} = \frac{11}{10} q_2 L = \frac{11}{10} F_2 = \frac{11}{10} 320 = 352 \text{ kN}$$

Per ogni appoggio sono previsti 4 cavi, le trazioni massime si hanno per quelli centrali del secondo piano

$$N_{I2} = \frac{R_{I2}}{4} = \frac{352}{4} = 88 \text{ kN}$$

Per quanto riguarda le travi di contenimento, il materiale scelto per la messa in opera dell'intervento è l'acciaio Fe 510, le normative di riferimento le norme CNR 10011, secondo le quali la resistenza di progetto dell'acciaio calcolata agli stati limite è:

$$f_d = \frac{f_y}{\gamma_m} \quad \text{con} \quad f_y = \text{tensione di snerv. dell'acciaio};$$

$$Y_m = \text{coefficiente di sicurezza}$$

Per acciaio Fe 510 si ha $f_y = 355 \text{ MPa}$, per S.L.U. si ha $f_d = \frac{355}{1.0} = 355 \text{ MPa}$.

Ciascuna trave di piano si realizza accoppiando 2 profilati a C SN 260. Il singolo profilato ha modulo di resistenza flessionale $W = 371 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$ e area a taglio $A_w = 2600 \text{ mm}^2$, la verifica si attua applicando il criterio di resistenza di Hencky-Mises $\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_d$:

$$\sqrt{\left(\frac{M_{2\max}}{2W}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{V_{2\max}}{2A_w}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{224 \cdot 10^6}{2 \cdot 371 \cdot 10^3}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{192 \cdot 10^3}{2 \cdot 2600}\right)^2} = 308 < 355 \text{ MPa}$$

Come tiranti si utilizzano delle funi in acciaio a 7 fili (formazione 1+6) del tipo WIR 7AM15PR, aventi diametro complessivo $d = 15 \text{ mm}$, sezione di area $A = 138.24 \text{ mm}^2$, e carico minimo di rottura $N_k = 200 \text{ kN}$. Assumendo per i cavi d'acciaio utilizzati solitamente per il sollevamento un coefficiente di sicurezza pari a $\xi = 2$, si ottiene una resistenza di progetto

$$N_d = \frac{N_k}{\xi} = \frac{200}{2} = 100 \text{ kN}$$

Per il buon funzionamento dei tiranti si prevede che questi debbano essere sottoposti in esercizio ad una tensione minima $\sigma_{es,\min} = 10 \text{ MPa}$. Per calcolare la corretta pretensione da assegnare ai cavi e le condizioni di lavoro allo S.L.U., occorre valutare l'effetto delle dilatazioni termiche.

Tenendo presente le condizioni ambientali a cui è sottoposto il cavo (interno all'edificio), la temperatura di posa in opera sia $t_i = 21^\circ\text{C}$, le temperature massime e minime stagionali

siano $t_{\max} = 30^{\circ}\text{C}$ e $t_{\min} = 5^{\circ}\text{C}$. Indicando con α_a e α_m i coefficienti di dilatazione termica di acciaio e muratura, con E_a il modulo di elasticità longitudinale dell'acciaio si ricavano le variazioni di tensione di esercizio a cui sono sottoposti i cavi

$$\Delta\sigma_{\min} = E_a \cdot (\alpha_a - \alpha_m) \cdot (t_i - t_{\max}) = 204000 \cdot (12 \cdot 10^{-6} - 6 \cdot 10^{-6}) \cdot (-9) = -11.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\max} = E_a \cdot (\alpha_a - \alpha_m) \cdot (t_i - t_{\min}) = 204000 \cdot (12 \cdot 10^{-6} - 6 \cdot 10^{-6}) \cdot (16) = 19.6 \text{ MPa} .$$

La tensione di precompressione necessaria e la tensione massima di esercizio sono pari a

$$\sigma_{es,\min} = \sigma_p + \Delta\sigma_{\min} \quad \rightarrow \quad \sigma_p = \sigma_{es,\min} - \Delta\sigma_{\min} = 10 + 11 = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{es,\max} = \sigma_p + \Delta\sigma_{\max} = 21 + 19.6 = 40.6 \text{ MPa} .$$

Lo sforzo normale ultimo nel cavo in presenza di sisma risulta essere

$$N_u = N_{es,\max} + N_{I2} = \sigma_{es,\max} \cdot A_{cavo} + N_{I2} = 40.6 \cdot 138.24 \cdot 10^{-3} + 88 = 93.6 < 100 \text{ kN} .$$

Da notare che in condizioni normali di esercizio, le forze $N_{es,\max}$ dirette verso l'interno sono assorbite dalle pareti trasversali, che devono essere in grado di fornire valido contrasto.

Il dimensionamento sopra riportato guarda solo all'aspetto "resistenza" dei tiranti, ma è importante tenere in conto anche la deformabilità di questi ultimi. Dunque note la lunghezza L del tirante avente sezione A e modulo di elasticità longitudinale effettivo E_{eff} , detto s lo spessore della facciata presidiata occorre contenere gli spostamenti di quest'ultima entro il valore $s/10$, per cui occorre verificare che:

$$\frac{10NL}{sE_{\text{eff}}A} < 1$$

8.6 Ottimizzazione dell'intervento

L'intervento di incatenamento è estremamente razionale, nell'ottica dell'intervento provvisorio si è cercato di migliorarlo diffondendone l'azione ed affidandosi a nuovi materiali, caratterizzati da maggiore flessibilità e facilità di messa in opera.

Oltre alle classiche barre in acciaio filettate, nel panorama attuale delle offerte di mercato, è possibile orientarsi verso:

- i cavi in acciaio da sollevamento con gli annessi dispositivi di ancoraggio (redance e morsetti, capicorda a pressione);
- le fasce in materiale sintetico ad elevata resistenza, quali quelle in poliestere;
- il CAM, realizzato con nastri in acciaio inossidabile o in acciaio ad alta resistenza.

Questo capitolo focalizza l'attenzione sui cavi in acciaio rimandando al capitolo **Interventi di Cerchiatura** per gli approfondimenti sui materiali e sulle fasi esecutive per l'applicazione del sistema CAM e delle fasce di poliestere.

Nell'adozione di tiranti in forma di cavi da sollevamento, la diffusione dell'azione di contenimento dei tiranti si può ottenere utilizzando dei profilati di acciaio, funzionanti come travi orizzontali o verticali, che contrastano sul tavolato in legname.

Si mostrano di seguito alcuni esempi di messa in sicurezza di facciate e pareti di testata di edifici in muratura, ed il presidio di maschi murari a mezzo di tirantini in acciaio.

Figura 8.16 Tirantini ed angolari utilizzati per presidiare un maschio murario.

Figura 8.17 Tiranti con travi di contenimento orizzontali, configurazione 1.

Figura 8.18 Tiranti con travi di contenimento orizzontali, configurazione 2.

Figura 8.19 Tiranti e profilati in acciaio a contenimento di una parete di testata.

Figura 8.20 particolare dell'ancoraggio dei tiranti a presidio di una parete di testata, si raccomanda la realizzazione dell'ancoraggio quanto più possibile lontano dal cantonale.

8.6.1 Materiali, attrezzature e fasi esecutive

8.6.1.1 Realizzazione di catene mediante funi in acciaio ad alta resistenza

I cavi in acciaio sono facilmente trasportabili, si possono tagliare della lunghezza voluta e le giunzioni sono di semplice e veloce realizzazione mediante redance e morsetti e tenditori a vite e gabbia. Questi ultimi consentono la messa in tensione del tirante nonché l'eventuale ripresa del tiro. I cavi sono in acciaio armonico, molto deformabili al primo carico a causa dell'assestamento dei fili, diventano più rigidi sotto cicli di carico successivi, questo suggerisce di effettuare delle riprese di tiro una volta messo in opera l'intervento.

Figura 8.21 Redancia zincata.

Figura 8.22 Morsetto zincato a cavallotto.

Figura 8.23 Aggancio cavo-tenditore mediante redancia e morsetti.

Figura 8.24 Aggancio cavo-tenditore capicorda a pressione ad occhio.

Figura 8.25 Aggancio barra filettata-cavo mediante tenditore con redancia e morsetti.

Le travi inferiori di ancoraggio, singole o doppie, sono in legname o in acciaio (profilati del tipo HE, serie normale, alleggerita o pesante, in acciaio Fe360, Fe430 o Fe 510).

Le travi orizzontali di contenimento della parete, singole o doppie, sono in legname o sono costituite da profilati IPE o HE in acciaio Fe360, Fe430 o Fe510.

Le fasi da seguire nella realizzazione dell'intervento tipo sono:

1. **Preparazione del materiale:** taglio dei cavi e preparazione dei tenditori, morsetti e redance nel numero necessario.
2. **Realizzazione delle giunzioni intermedie:** realizzabili prima della messa in opera del tirante, particolare cura va prestata alla tesatura dei morsetti, stringere troppo porterebbe alla rottura prematura i fili dei cavi, stringere troppo poco comporterebbe lo scorrimento della fune.
3. **Eventuale foratura della muratura:** per permettere il passaggio dei tiranti.

4. **Disposizione dei dormienti e dei correnti a contatto della massa presidiata.**
5. **Posizionamento dei profili in acciaio:** nel caso siano previste le travi di contenimento orizzontali o verticali.
6. **Posizionamento dei tiranti:** questi vengono fatti passare attraverso i fori nella muratura ed agganciati ai dispositivi di ancoraggio, che possono essere le travi di contenimento in acciaio se presenti o dei tronconi di putrelle.
7. **Messa in tiro delle funi:** dopo aver posizionato i tiranti si agisce sui tenditori portandoli alla tensione voluta. Dato il non trascurabile fenomeno di assestamento dei fili, si raccomanda delle riprese di tiro il cui numero e frequenza del tempo vanno decisi in base alle condizioni di intervento.

Foto 8.2 Esempio di aggancio tirante-profilato a C mediante tenditori a vite e gabbia, redance e morsetti.

Figura 8.26 Esempio di aggancio tirante-profilato a C mediante tenditori a vite e gabbia, redance e morsetti (vista laterale).

8.6.1.2 Realizzazione di catene binate orizzontali con il sistema CAM

Il sistema CAM può essere utilizzato, grazie alla sua versatilità, per realizzare delle catene binate mediante gruppi di nastri sovrapposti, che corrono lungo la parete, sulle due facce, percorrendone le eventuali irregolarità geometriche, come indicato in **Figura 8.27**. In particolare in **Figura 8.27** è mostrato un esempio di applicazione del sistema CAM per la realizzazione di una serie di tiranti binati presollecitati in un edificio in Roma soggetto a cedimenti fondazionali.

Visto lo spessore ridotto dei nastri è possibile sovrapporre diversi avvolgimenti facendo rientrare il tutto, laddove l'opera provvisoria dovesse essere inglobata nell'intervento definitivo, nello spessore usuale degli intonaci, evitando le dispendiose e nocive tracce e nicchie nei muri per occultare le barre e le piastre di ancoraggio (spessori di 30-50 mm almeno).

È possibile frazionare la lunghezza del tirante, eseguendo forature trasversali alla parete e richiudendo ad anello i nastri, la cui forza viene ripresa dagli anelli successivi, fino all'altra estremità della parete. Questa disposizione, oltre a diminuire significativamente la deformabilità complessiva del tirante, così limitando gli spostamenti delle masse presidiate e aumentando l'efficacia del presidio, facilita l'applicazione anche in situazioni di parete non rettilinea, come illustrato in fig. 29. L'entità della forza disponibile nel tirante può essere proporzionata variando il numero di nastri sovrapposti da porre in opera. Gli ancoraggi alle estremità, in corrispondenza delle pareti da presidiare vengono realizzati con angolari o piastre imbutite di dimensioni maggiorate rispetto a quelle usualmente adottate negli interventi di rafforzamento diffuso. Infine è da segnalare la possibilità di eseguire tirantature diffuse, e non solamente al livello dei solai, che anzi sono consigliabili e garantiscono una maggiore efficacia. Ovviamente configurazioni più articolate, del tipo di quelle descritte in precedenza per i cavi da sollevamento, atte a meglio distribuire l'azione di contenimento su tutta la parete, possono essere realizzate in maniera analoga.

I vantaggi che si conseguono sono i seguenti:

- Minimo ingombro: non sono necessarie tracce e nicchie nei muri;
- Rapidità di posa in opera;
- Possibilità di seguire gli andamenti non rettilinei nella muratura;
- Maggiore sicurezza (elevata duttilità e ridondanza, alta resistenza alla corrosione);
- Migliore diffusione degli sforzi;
- Facile applicazione della pretensione;
- Semplicità nelle giunzioni;
- Facilità di aggiramento, all'interno o all'esterno, di tubazioni di impianti tecnologici.
-

Foto 8.3 Applicazione del CAM per catene in un edificio in via Tito Livio a Roma.

Figura 8.27 Disposizione in pianta di una catena realizzata con il sistema CAM seguendo le irregolarità geometriche della parete.

8.7 Controlli

Le strutture in muratura hanno un grado di iperstaticità basso, che sicuramente viene incrementato dall'effetto di collegamento esercitato dalle catene. Si comprende, pertanto, come l'intervento di tirantatura orizzontale deve essere rivolto all'intero edificio e non essere finalizzato all'eliminazione di dissesti locali. Se così non fosse, infatti, potrebbero crearsi all'interno della struttura delle zone nettamente più rigide, che cambierebbero radicalmente, magari peggiorandola, la risposta nei confronti dei sisma. È opportuno, quindi, che un primo fondamentale controllo venga condotto già nella fase progettuale per verificare il comportamento complessivo dell'edificio dopo l'incatenamento previsto.

Il punto delicato dell'intervento è rappresentato dalla concentrazione di sollecitazioni su aree limitate della muratura, sollecitazioni che, se non prese in conto, potrebbero condurre ad un dissesto locale; per una verifica affidabile è necessario valutare preliminarmente le caratteristiche meccaniche della zona interessata dall'ancoraggio, valutando anche la rilevanza di eventuali lesioni e danni localizzati, e confrontarle con il tiro nella catena.

È inoltre opportuno verificare la compatibilità della geometria della parete con i punti scelti per il passaggio del tirante; non è, infatti, opportuno posizionare le piastre di ancoraggio dei cavi in prossimità di aperture o di incavi che potrebbero compromettere la capacità di assorbire le sollecitazioni indotte.

Va sempre controllato che le piastre di ripartizione, o in generale il dispositivo di ritegno, corrispondano per rigidità e resistenza a quelle di progetto.

Per tutti gli elementi componenti la catena, devono essere effettuate verifiche nei confronti delle sollecitazioni più gravose. In particolare il tirante va verificato a trazione, i capichiave a flessione e a taglio, la filettatura delle viti a taglio, i giunti di tensione a trazione, gli occhielli e le forchette a trazione, flessione e taglio.

Durante la tesatura delle catene è buona norma verificare con continuità la pretensione per mezzo di chiavi dinamometriche, deformometri o, meglio, manometri.

Trattandosi di un intervento basato su tiranti metallici post-tesi, si rimanda anche ai controlli tipici della tecnica della precompressione.

Deve essere controllata la buona tenuta dei vari tipi di ancoraggio delle catene, di estremità e intermedi, ripetendo l'ispezione a distanza di qualche giorno per rilevare eventuali spostamenti delle biette o dei giunti a forchetta.

La tensione effettiva di un tirante, vincolato unicamente alle estremità dai capichiave, e libero di oscillare lungo tutta la propria lunghezza, può essere valutata facendo uso della teoria delle corde vibranti. Secondo questa teoria, detta L la lunghezza del tirante compresa fra i vincoli di estremità, r il raggio della sezione circolare del tirante, γ il peso specifico del materiale che lo costituisce, T lo sforzo di trazione e g l'accelerazione di gravità, il numero n di oscillazioni al secondo effettuate dal tirante posto in vibrazione è dato da:

$$n = \frac{1}{2Lr} \sqrt{\frac{gT}{\pi\gamma}}$$

Ponendo $T = \sigma \pi r^2$, con σ tensione nella sezione del tirante, e sostituendo nella precedente si ottiene:

$$n = \frac{1}{2L} \sqrt{\frac{g\sigma}{\gamma}}$$

che, esplicitata rispetto a σ diviene:

$$\sigma = \frac{\gamma(2Ln)^2}{g}$$

La misura pratica del numero di oscillazioni si può fare utilizzando un pennino od una matita, bloccati in qualche modo al tirante in direzione orizzontale, ed una tavoletta di circa 50 cm sulla quale è applicato un foglio di carta. Posto a contatto la punta della matita col foglio, e messo in oscillazione il tirante con un colpo della mano, si fa scorrere la tavoletta parallelamente all'asse della catena per qualche secondo, allontanandola poi dalla punta. Sul foglio resta disegnata una figura di andamento sinusoidale e, avendo rilevato con un cronometro il tempo di contatto tra matita e foglio, da questa si può dedurre il numero di oscillazioni al secondo effettuate dal tirante. Questo tipo di misurazione è possibile solo se la catena può oscillare lungo tutta la sua lunghezza senza impedimenti. E' consigliabile fare più di una misurazione a controllo della bontà della applicazione della procedura, onde valutare e ridurre gli errori casuali di misura (o errori sistematici).

8.8 Tabelle di dimensionamento

Sono state redatte delle tabelle che, per una casistica scelta, forniscono le forze sismiche che nascono a livello dei primi due piani, per un edificio di 3 piani. L'operatore entra nelle tabelle con i valori che caratterizzano lo stato di fatto sul quale intervenire e ne ricava le forze con cui dimensionare i tiranti e gli elementi di contenimento orizzontale.

Sono stati definiti quattro diversi livelli di carico (A,B,C,D), la categoria di carico di appartenenza si evince secondo quanto già riportato nel capitolo **Puntelli inclinati**.

Le forze sismiche fornite sono state calcolate secondo l' [Ordinanza 3274/2003](#), per un terreno tipo B,C,E ed un coefficiente di struttura $q=1$.

Resta a cura dell'operatore l'applicazione del coefficiente di importanza Y_1 .

Come già dinanzi sottolineato, il dimensionamento dei tiranti deve essere effettuato secondo criteri di resistenza ma anche di deformabilità. Dunque note la lunghezza L del tirante sottoposto ad un tiro N , avente sezione A e modulo di elasticità longitudinale effettivo E_{eff} , detto s lo spessore della facciata presidiata occorre contenere gli spostamenti

di quest'ultima entro il valore $s/10$, per cui deve essere verificata l'espressione $\frac{10NL}{sE_{eff}A} < 1$.

8.8.1 Esempio di applicazione delle tabelle

Si fa riferimento al caso dell'esempio numerico trattato nel presente capitolo. La muratura è in pietrame con spessore di 0.60 m, l'altezza media di interpiano è 5.0 m, la luce dei campi di muratura tiratati è $L=7.0$ m. Solaio e copertura insistono sulla parete presidiata (fascia di influenza=3.5 m), sono di tipo pesante assimilabile al cls. La zona sismica è la 2. Entrando con questi dati nella [Tabella 8.1](#) (Forze sismiche che nascono a livello di piano) si ricava che il livello di carico atteso per il sistema presidiario è **C**, accettando un valore ridotto della fascia di influenza di solaio e copertura pari a 3.0 m. Sulla [Tabella 8.2](#) (Definizione dei livelli di carico attesi)

si leggono i risultati:

- 1) Forza sismica che si genera sul campo di muratura largo 7 m: al primo livello $F_1=273.44$ kN; al secondo livello $F_2=546.88$ kN. Ossia si ottiene $F_1=39.06$ kN/m e $F_2=78.13$ kN/m.

La notevole differenza tra il valore della forza sismica F_2 calcolato nell'esempio numerico e quello ricavato dalla tabella, è dovuto essenzialmente al fatto che, oltre alle approssimazioni "fisiologiche" dell'assegnamento alle classi di carico e all'ipotesi fatta sul

tipo di terreno, le tabelle fanno riferimento ad un edificio a 3 piani.

In questi casi, in presenza di edifici con un numero di piani inferiori a 3, si può effettuare una correzione forfaitaria dividendo per 1.5 il valore ottenuto dalle tabelle in corrispondenza dell'ultimo livello: $F_2=546.88/1.5=364.5$ kN.

In definitiva i valori ricavati dalla tabella ed utilizzabili per il dimensionamento degli elementi sono: $F_1=39.06$ kN/m e $F_2=78.13/1.5=52.08$ kN/m.



8.9 Riferimenti Bibliografici

ABRUZZESE D., COMO M., LANNI G. *On the lateral strenght of multistory masonry walls with openings and horizontal reinforcing connections.* Earthquake Engineering, tenth world conference, Balkema-Rotterdam 1992.

BALLIO G., MAZZOLANI F. M. *Strutture in acciaio.* Hoepli, Milano 1987.

BARRUCHELLO L., ASSENZA G. *Diagnosi dei dissesti e consolidamento delle costruzioni.* DEI – Tipografia del Genio Civile, Roma 1995.

CIGNI G. *Il consolidamento murario.* Ed. Kappa, Roma 1978.

DE TOMMASI G. *Metodi e tipologie delle opere provvisionali.* PACT 18 – II.1.

DI STEFANO R. *Il consolidamento strutturale nel restauro tecnico.* Ed. Scientifiche Italiane.

Dolce M., Liberatore D., Perillo G., Spera G. *Sistemi di puntellamento a presidio di strutture murarie. analisi numeriche.* Atti del XI Convegno Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Genova 2004.

DOMENICI G. *Le tecniche per il recupero edilizio.* NIS, 1985.

GIORDANO G. *Tecnica delle costruzioni in legno.* Hoepli.

GIUFFRÉ A. *Lettura sulla meccanica delle murature storiche.* 1991.

Liberatore D., Spera G. *Response of blocks subjected to seismic motion of the base. experimental results and first numerical analysis.* Atti dello STRUMAS V, Roma 2001.

Liberatore D., Spera G. *Risposta sismica di un palazzo ottocentesco nel Comune di Catania.* Manutenzione e Recupero nella città storica, Roma 1999.

MASTRODICASA S. *Dissesti statici delle strutture edilizie.* Hoepli, Milano 1994.

MINNUCCI G. *Elementi costruttivi nell'edilizia.* Ed. Ateneo, Roma.

ORMEA G. B., REVERBERI U. *Dissesti e consolidamenti in zone terremotate.* Hoepli, Milano 1982.

PASTA A. *Restauro antisismico*. Dario Flavio Editore, II edizione 1996.

ROCCHI P. *Progettare il consolidamento*. Ed. Kappa.

Ordinanza P.C.M. n. 3274 (2003). *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*. G.U. n.105, 2003.

Normativa Tecnica CNR UNI 10011. *Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione*. CNR UNI 10011, Edizione 5, 01-06-1988.

9 INTERVENTI DI CERCHIATURA

9.1 Presupposti e Scopi

Le cerchiature sono interventi molto efficaci nel contrastare la rottura per schiacciamento di elementi strutturali sottoposti a compressione, o a presso flessione, quali colonne e pilastri di materiali fragili non resistenti a trazione (muratura e calcestruzzo). Infatti, l'azione di confinamento che esse esercitano ne limita la dilatazione trasversale, inducendo un benefico stato di compressione triassiale, che ne aumentano il carico di collasso per sforzo normale e la relativa duttilità. Nel contempo esse migliorano sensibilmente anche la resistenza a taglio dell'elemento strutturale.

Gli interventi di cerchiatura possono applicarsi agli elementi sia in muratura sia in cemento armato. Oltre che su colonne e pilastri, l'intervento è efficace anche su intere strutture, ottenendo la massima efficacia in strutture con pianta compatta e dimensioni contenute, quali ad esempio campanili e torri, in quanto la capacità di contenimento della cerchiatura si riduce all'aumentare delle dimensioni in pianta della struttura. Per di più, eccessive lunghezze in pianta aumentano le difficoltà operative, rendendo talvolta impraticabili tali interventi. Altre importanti applicazioni di cerchiature globali possono realizzarsi per assorbire le spinte di volte a doppia simmetria, quali cupole a base circolare o poligonale (ottagonale, etc.), e le volte a padiglione.

Nelle applicazioni ai pilastri in c.a., l'azione benefica del confinamento si risente anche sull'efficienza delle armature longitudinali, limitando lo sbandamento delle barre compresse e migliorando le condizioni di aderenza acciaio-calcestruzzo.

Il modo classico di realizzare le cerchiature è quello di applicare delle fasce metalliche adeguatamente dimensionate, che vengono riscaldate prima di essere montate. Per effetto del raffreddamento, a montaggio avvenuto, le fasce tendono a contrarsi, imponendo uno stato di coazione al materiale contenuto, bilanciato dalla trazione nelle fasce stesse. Lo stato di coazione può essere imposto anche con azione meccanica, utilizzando cunei o barre filettate. La sua presenza fin dal montaggio fa sì che la cerchiatura si opponga all'istante agli incrementi di dilatazione o di spostamento orizzontale, assolvendo egregiamente al compito presidiario.

È da sottolineare che, nel caso di dissesti da schiacciamento, il collasso dell'elemento può essere repentino e di tipo fragile e, a seconda del ruolo statico che ricopre nello schema strutturale, con conseguenze più o meno catastrofiche per l'intera struttura. Per questo motivo, nel caso di dissesti avanzati, si ha la necessità di bloccarne qualsiasi ulteriore sviluppo con un intervento immediatamente attivo.

Le cerchiature di intere strutture, come detto compatte e di piccole dimensioni in pianta, hanno lo scopo di contenere la separazione tra le pareti perimetrali, attraverso l'applicazione di forze agli angoli dirette verso il centro della struttura. In questi casi le cerchiature si realizzano, in caso di forma quadrata o rettangolare, con angolari, per il trasferimento della forza di contenimento e, in relazione alle dimensioni, piatti, barre o tubi d'acciaio.

9.2 Vantaggi e Svantaggi

<ul style="list-style-type: none"> • Nel caso di interventi di cerchiatura locale su elementi compressi, evita la messa in opera di ingombranti puntelli di sostegno, grazie all'incremento di resistenza a compressione che si consegue e all'efficacia immediata ottenuta con la preventiva messa in coazione. • Nel caso di interventi di cerchiatura globale su intere strutture, evita la messa in opera di ingombranti puntelli di ritegno o di più complesse opere di contenimento. • Nel caso di cerchiatura globale su intere strutture, non è necessario accedere all'interno della struttura. • La messa in opera della cerchiatura può essere parte integrante di un intervento definitivo di adeguamento. • In genere non è richiesta manodopera specializzata ed i materiali utilizzati sono facilmente reperibili. 	<ul style="list-style-type: none"> • Le saldature eseguite in cantiere possono creare condizioni di fragilità, con conseguenti rotture per incrementi di carico. • L'efficacia nel confinamento attivo è legata alla corretta esecuzione delle fasi di pretensionamento delle fasce o dei calastrelli • Può essere onerosa l'applicazione a elementi e strutture con geometrie irregolari. • La cerchiatura di elementi strutturali richiede l'accessibilità all'interno della struttura da presidiare e la permanenza per tutta la durata dell'intervento.
--	---

9.3 Stato dell'arte

Nelle cerchiature di singoli elementi strutturali, l'obiettivo è di realizzare un contenimento perimetrale, idealmente ascrivibile all'intera superficie laterale di colonne e pilastri. Questa condizione si realizza in maniera più efficace negli elementi di sezione circolare, la cui cerchiatura comporta un contenimento uniforme della dilatazione, con un'uniforme distribuzione degli sforzi (**Figura 9.1**).

Le cerchiature sono molto utilizzate anche per il consolidamento di strutture snelle, quali campanili, torri, ciminiere, con l'obiettivo di migliorarne ancora la resistenza a compressione nelle parti basse, le più sollecitate, di contenere la tendenza al distacco delle singole parti, eventualmente favorita dalla presenza di aperture con archi spingenti, migliorare la resistenza a taglio. A causa della loro snellezza, queste strutture possono, talvolta, essere interessate da fenomeni d'instabilità locale, che le cerchiature possono almeno in parte contrastare.

Figura 9.1 Colonna cerchiata con anelli metallici e ferri piatti verticali.

Figura 9.2 Cerchiatura di pilastro a sezione rettangolare a mezzo di calastrelli e angolari verticali e, nel disegno, tirantini antiespulsivi.

Nel caso di pilastri a sezione allungata, rettangolare o in generale poligonale, per ottenere un contenimento efficace non sono sufficienti le sole fasce metalliche perimetrali, ma è opportuno utilizzare anche dei tirantini antiespulsivi, per incrementare il contenimento nelle ampie zone intermedie dei lati delle sezioni, dove l'efficacia delle cinture perimetrali è

scarsa (**Figura 9.1**). In queste zone le fasce metalliche darebbero una reazione di contenimento apprezzabile solo dopo essersi considerevolmente deformate, sfruttando la curvatura che assumerebbero. Le fasce indeformate, infatti, resistono solo flessionalmente, portando un contributo molto basso al consolidamento. Volto a migliorare l'effetto di confinamento anche nelle zone intermedie tra una fascia e la successiva, nel caso di sezioni rettangolari o poligonali, è l'utilizzazione di angolari, cui vengono saldati piatti rettilinei orizzontali (disposizione a calastrelli e angolari, v. **Figura 9.2**).

Come già accennato, nelle strutture a torre l'obiettivo è garantire, oltre che uno stato di confinamento locale per migliorare localmente la resistenza a compressione, anche dei forti vincoli locali, nelle zone di applicazione delle fasce di cerchiatura, onde ridurre la lunghezza di libera inflessione delle pareti e comunque applicare un'azione di confinamento. Per rendere più efficace l'intervento, si applicano delle doppie fasce, una interna e l'altra esterna, unite fra loro con tiranti antiespulsivi passanti.

Figura 9.3 Cerchiatura di struttura a torre eseguita con doppia fascia di acciaio (interna ed esterna) resa solidale tramite tiranti.

9.4 Materiali, Attrezzature e fasi esecutive

Gli elementi principali sono le *fasce metalliche*, in acciaio, ossia dei ferri piatti di vario spessore e varie dimensioni (**Figura 9.1**). Ogni anello di cerchiatura è realizzato con almeno 2 pezzi, per colonne di diametro superiore agli 80 cm si usano 4 pezzi, che si uniscono tra loro alle estremità con un *giunto a forchetta* e *biette di serraggio* (**Figura 9.4**). Per una sezione rettangolare è preferibile utilizzare sempre 4 pezzi.

Quando necessario, si fa uso di *longheroni verticali* in acciaio posti tra le fasce e l'elemento oggetto dell'intervento, allo scopo di diffondere meglio l'azione di ritegno della cerchiatura, tra fasce successive (**Figura 9.1**). Gli interstizi fra cerchiatura e colonna, per l'interposizione dei longheroni, si riempiono con una malta di cemento antiritiro. La presenza dei longheroni avvicina la disposizione reale della cerchiatura a quella dell'involucro teorico, sulla base del quale si effettua il dimensionamento.

Figura 9.4 Giunzione a forchetta con biette di serraggio.

Per elementi a sezione rettangolare, è opportuno applicare agli spigoli degli *angolari verticali*, in modo da distribuire meglio l'azione di confinamento e preservare queste zone dallo schiacciamento locale (**Figura 9.2**), per effetto della concentrazione degli sforzi dovuta all'azione delle fasce. Il classico intervento a calastrelli e angolari si esegue disponendo i quattro angolari sugli spigoli, eventualmente con un allettamento di malta atto ad evitare la concentrazione degli sforzi in pochi punti di contatto, e la saldatura dei calastrelli preriscaldati agli angolari, tenuti temporaneamente in posizione mediante appositi morsetti.

Per pilastri con particolari sezioni poligonali, con spigoli smussati, si può evitare l'uso degli angolari di ripartizione, se la resistenza del materiale confinato (pietre, mattoni o calcestruzzo) è sufficiente ad evitare schiacciamenti locali, anche in relazione alla larghezza delle fasce.

Nei pilastri rettangolari a sezione allungata si rende necessario l'utilizzo di *tirantini antiespulsivi*, da disporre in maniera alternata ai lati dell'elemento. I tirantini antiespulsivi hanno una testa ad un'estremità ed un dado all'altra, entrambe munite di rondelle per la ripartizione del carico, o più semplicemente sono costituiti da barre filettate con dadi e rondelle ad entrambe le estremità. Possono essere messi in opera "a freddo", applicando la

pretensione per avvitamento del dado.

La cerchiatura dei pilastri può essere eseguita anche con un'*armatura elicoidale*, singola o doppia, di ferri $\phi 6\div 10$ mm con passo $5\div 10$ cm, eventualmente completata da *cuciture metalliche* passanti il pilastro attraverso fori realizzati mediante trapanatura con sonde a rotazione, unite con punti di saldatura all'armatura elicoidale; il tutto è poi annegato in un getto di latte di cemento in modo da dare continuità (**Figura 9.5**). Per la corretta esecuzione del getto si utilizzano *casseforme a tenuta*, le quali, dopo il montaggio, vengono riempite d'acqua e con cemento a presa rapida si otturano eventuali punti non stagni.

Figura 9.5 Cerchiatura di pilastri mediante armatura elicoidale e cuciture metalliche "a freddo".

La distribuzione delle fasce di confinamento, ovvero il passo di applicazione, dipende dalla distribuzione delle sollecitazioni lungo l'altezza. Nel caso in cui l'elemento strutturale sia soggetto a sola compressione, allontanandosi dalla sezione a metà altezza della colonna o del pilastro, dove non si possono risentire effetti favorevoli di confinamento ai bordi, si può aumentare il passo delle fasce metalliche o dell'armatura elicoidale. Nel caso in cui sia presente anche la flessione, generalmente di entità maggiore alle estremità (come nel caso dei pilastri in c.a.), sarà opportuno infittire il passo proprio alle estremità.

Se per ragioni estetiche si vogliono evitare le cerchiature, si può intervenire con i soli tirantini antiespulsivi disposti "a caldo" sia diametralmente che diagonalmente (**Figura 9.6**). Nei casi di dissesto meno grave si possono utilizzare le semplici cuciture passanti "a freddo". Le teste ed i dadi di estremità, con le rondelle, si fanno alloggiare in cavità realizzate insieme ai fori e ricoperte con mastice da scalpellino dello stesso colore della pietra dell'elemento strutturale consolidato.

Figura 9.6 Cerchiatura di un pilastro tramite soli tirantini antiespulsivi diametrali e diagonali.

Il controllo della temperatura di preriscaldamento, per la realizzazione del desiderato stato di coazione, si attua mediante i "corpi di prova", costituiti da frammenti di materiali dei quali è nota la temperatura di fusione.

Si riporta una tabella con le temperature di fusione dei "corpi di prova" di comune uso.

corpo di prova	temperatura di fusione in °C
Zolfo	115°
Caucciù	125°
Ceralacca	150°
Stagno	230°
Piombo	325°
Zinco	420°

Tabella 9.1 Temperature di fusione dei vari corpi di prova.

Per valutare le temperature intermedie a quelle di fusione di due corpi di prova sequenziali, si fa riferimento alla situazione in cui il corpo di prova con temperatura di fusione più alta non accenni ad alcun rammollimento, mentre quello con temperatura di fusione più bassa fonda molto velocemente dopo un breve contatto.

9.4.1 Fasi Esecutive

9.4.1.1 Colonne

1. **Preparazione dei pezzi che comporranno la cerchiatura.**
2. **Disposizione dei longheroni, se previsti.** Si mettono questi ferri piatti in verticale nella posizione prevista e si fissano con alcuni punti di gesso, oppure legandoli con filo di ferro, sempre in zone che non saranno interessate dal posizionamento della cerchiatura.
3. **Riscaldamento dei pezzi costituenti la cintura.** Sono sempre 2 o più pezzi. La temperatura di riscaldamento viene incrementata circa del 100% rispetto a quella di calcolo per compensare le perdite di tensione dovute alla scabrosità superficiale della colonna e delle fasce metalliche. In questo modo, dopo la messa in carico conseguente al raffreddamento, le zone di contatto puntuale si deformano plasticamente sotto l'eccesso di tensione, con una ulteriore contrazione della cintura metallica; il risultato è il contatto superficiale completo fra cerchiatura e colonna. Il controllo della temperatura si effettua mediante i corpi di prova.
4. **Disposizione della cerchiatura e messa in forza delle biette.** Si inizia a posizionare le fasce di cerchiatura da metà colonna, che è la zona a maggiore deformazione, procedendo contemporaneamente, in maniera alternata, verso l'alto e verso il basso. Le biette vanno forzate fino ad ottenere il completo contatto fra fascia e colonna, o fra fascia e longheroni. Col raffreddamento si ottiene la messa in tensione degli elementi.
5. **Riempimento degli interstizi con malta di cemento antiritiro.** Se si è fatto uso dei longheroni, si creano dei vuoti fra cerchiatura e colonna che vengono riempiti con malta di cemento in modo da "portare a contatto" questa e quella. Si ottiene così una cerchiatura a maglie rettangolari, più efficace di quella semplice.
6. **Protezione degli elementi metallici.** Per proteggerli dagli agenti atmosferici, si trattano accuratamente tutti gli elementi metallici con vernice antiruggine e successivamente con vernice a corpo del colore della struttura muraria.

9.4.1.2 Pilastri

1. **Preparazione dei pezzi che comporranno la cerchiatura.**
2. **Disposizione degli angolari.** Sono elementi necessari per far fronte alla concentrazione di tensione agli spigoli del pilastro, dovute all'azione di contenimento della cerchiatura. Si posizionano verticalmente come previsto, bloccandoli con punti di gesso o allettandoli con malta, in zone in cui non si dovranno disporre le fasce.
3. **Disposizione dei longheroni, se previsti.** Si posizionano questi ferri piatti, dello stesso spessore degli angolari, verticalmente come da progetto e si fissano con alcuni punti di gesso, sempre in zone che non saranno interessate dal posizionamento della cerchiatura. Bisogna prestare attenzione a lasciare liberi i punti in cui saranno praticati i fori per l'eventuale inserimento dei tirantini antiespulsivi.
4. **Riscaldamento dei pezzi costituenti la cintura.** Di solito, essendo la sezione rettangolare, sono costituiti da 4 pezzi con giunzioni terminali previste a metà di ogni lato del pilastro. La temperatura di riscaldamento viene incrementata circa del 100% rispetto a quella di calcolo per compensare le perdite di tensione dovute alla scabrosità superficiale della colonna e delle fasce metalliche. In questo modo, dopo la messa in carico conseguente al raffreddamento, le zone di contatto puntuale si deformano plasticamente sotto l'eccesso di tensione con una ulteriore contrazione della cintura metallica; il risultato è il contatto superficiale completo fra cerchiatura e colonna. Il controllo della temperatura si effettua mediante i corpi di prova, come già spiegato precedentemente.
5. **Disposizione della cerchiatura e messa in forza delle biette.** Si inizia a posizionare le fasce di cerchiatura da metà pilastro, che è la zona a maggiore deformazione, procedendo contemporaneamente, in maniera alternata, verso l'alto e verso il basso. Le biette vanno forzate fino ad ottenere il completo contatto fra fascia e colonna, o fra fascia e longheroni. Col raffreddamento si ottiene la messa in tensione degli elementi.
6. **Preparazione dei fori per l'inserimento dei tirantini antiespulsivi.** Si praticano i fori, a mezzo di trapanatura con sonde a rotazione, negli spazi fra le cerchiature,

alternativamente nelle due direzione orizzontali, ortogonalmente alle facce del pilastro.

7. **Inserimento dei tirantini antiespulsivi.** I tirantini vengono immessi nei fori muniti di rondella sia dalla parte della testa che da quella del dado. La loro messa in opera può essere fatta "a freddo", con tiraggio tramite chiave dinamometrica, o "a caldo", previo riscaldamento con procedura identica a quella delle fasce. Nella messa in opera "a caldo", il tirantino riscaldato viene posto nel foro ed in seguito si avvita il dado, senza forzare, fino ad ottenere un completo contatto con la superficie muraria. Col raffreddamento a temperatura ambiente si ottiene la messa in tensione. Nella messa in opera "a freddo", si deve avere l'accortezza di applicare il tiraggio progressivamente, onde evitare lo schiacciamento localizzato attorno alle rondelle. Il tiro completo va dato in 2 o 3 sessioni distanziate di qualche ora l'una dall'altra.
8. **Riempimento degli interstizi con malta di cemento antiritiro.** A causa della presenza degli angolari e degli eventuali longheroni, si creano dei vuoti fra cerchiatura e colonna che vengono riempiti con malta di cemento in modo da "portare a contatto" questa e quella. Si ottiene così una cerchiatura a maglie rettangolari, più efficace di quella semplice.
- 9 **Protezione degli elementi metallici.** Per proteggerli dagli agenti atmosferici, si trattano accuratamente tutti gli elementi metallici con vernice al minio di piombo e successivamente con vernice a corpo del colore della struttura muraria.

9.4.1.3 Colonne e pilastri - Cerchiatura tramite armatura elicoidale

1. **Preparazione dei fori per la successiva disposizione delle staffe di cucitura.** A mezzo di sonde a rotazione vengono trapanati i fori nelle posizioni previste in fase progettuale.
2. **Rimozione dell'intonaco.** I paramenti vengono scrostati dall'intonaco e puliti accuratamente con spazzole e getti d'acqua..
3. **Disposizione delle staffe di cucitura.** Nei fori già pronti vengono introdotte le staffe di acciaio.
4. **Disposizione dell'armatura elicoidale.** Attorno al pilastro, e per la sua intera lunghezza, viene avvolta una elica, o una doppia elica, di ferri $\varnothing 6\div 10$ mm a temperatura ambiente. L'operazione di avvolgimento è fatta manualmente, stringendo l'elica attorno la pilastro quando più possibile aiutandosi con delle pinze.
5. **Saldatura delle staffe all'armatura elicoidale.** Si eseguono dei punti di saldatura in modo da unire le estremità delle staffe passanti all'armatura elicoidale di contenimento.
6. **Sigillatura dei fori.** Mediante iniezioni di cemento o coli vengono riempiti i fori nei quali alloggiavano le staffe di cucitura.
7. **Montaggio della cassaforma.** Si posiziona a stretto contatto del pilastro una cassaforma a tenuta, si riempie d'acqua e si occludono gli eventuali punti non stagni con cemento a presa rapida. Si ottiene in questo modo una cassaforma perfettamente a tenuta e piena d'acqua.
8. **Getto del latte di cemento.** Si versa nella cassaforma il latte di cemento, il quale, più denso dell'acqua, raggiunge la base della cassaforma mentre l'acqua tracima dal bordo superiore. L'operazione si conclude con la completa fuoriuscita dell'acqua ed il riempimento della cassaforma con il latte di cemento. Per qualche giorno si procederà quotidianamente alla ripresa del getto, in maniera da chiudere tutti i vuoti che si generano a causa del ritiro.
- 9 **Rimozione della cassaforma.** Dopo 2 o 3 giorni dall'ultimo getto, la cassaforma viene rimossa lasciando libero il pilastro.

9.5 Procedura di Dimensionamento

Vengono riportate, nel presente paragrafo, delle relazioni di letteratura utili per il dimensionamento dell'intervento di confinamento mediante fasce o tirantini. Le relazioni si

basano sull'ipotesi di comportamento elastico dell'acciaio e della muratura.

9.5.1 Cerchiature

Le fasce metalliche, riscaldate ad opportuna temperatura e poste in aderenza alla colonna, a seguito del raffreddamento si contraggono, entrano in regime tensionale di trazione σ_f ed esercitano, nel contempo, uno stato tensionale di compressione radiale σ_r sulla colonna muraria. La colonna muraria è già sottoposta ad una tensione di compressione longitudinale σ_v dovuta ai carichi statici. Sia r_o il raggio della colonna scarica, r_1 il raggio della colonna sottoposta ai carichi statici ed in regime di compressione (che ha quindi subito una dilatazione trasversale), r_e il raggio di equilibrio della colonna in seguito all'intervento di cerchiatura. La fascia metallica abbia un raggio iniziale r_i a temperatura ambiente t_o , che raggiunga il valore r_1 a seguito del riscaldamento alla temperatura t_1 .

Chiaramente sarà:

$$r_1 > r_e > r_i > r_o$$

La deformazione trasversale della colonna dovuta ai soli carichi statici è:

$$\varepsilon_c = -\frac{\nu_m}{E_m} \sigma_v \quad (\sigma_v < 0 \text{ comp.}; \varepsilon_c > 0 \text{ dilat.})$$

$$\varepsilon_c = \frac{r_1 - r_o}{r_o} \rightarrow r_1 = r_o (1 + \varepsilon_c)$$

Il raggio della colonna scarica è quindi:

$$(a) \quad r_o = \frac{r_1}{\left(1 - \frac{\nu_m}{E_m} \sigma_v\right)}$$

La lunghezza della fascia metallica a seguito del riscaldamento è:

$$2\pi r_1 = 2\pi r_i [1 + \alpha_f (t_1 - t_o)]$$

essendo α_f il coefficiente di dilatazione termica dell'acciaio, da questo segue

$$(b) \quad r_i = \frac{r_1}{1 + \alpha_f (t_1 - t_o)}$$

Fissato lo spessore s , le incognite da determinare sono: il raggio di equilibrio r_e , la tensione di trazione nella cerchiatura σ_f e la tensione di compressione radiale nella muratura σ_r .

Oppure, fissata la tensione di lavoro dell'acciaio σ_f , le incognite diverrebbero r_e , s , σ_r .

Si ipotizzi che la cerchiatura sia costituita da una camicia metallica di spessore s che ricopre interamente la colonna. Consideriamo una fascia di cerchiatura di altezza unitaria, lo sforzo di trazione agente su questa è:

$$F = \sigma_f s$$

Figura 9.7 Equilibrio di un elemento monodimensionale curvo sottoposto a trazione.

Impostando l'equilibrio fra lo sforzo di trazione F della fascia metallica e la pressione radiale p dovuta alla reazione della muratura (**Figura 9.7**), si ottiene:

$$\int_{-\theta}^{\theta} p \cos \theta' \cdot r_e d\theta' = 2F \cos \alpha = 2F \sin \theta$$

$$pr_e [\sin \theta - \sin(-\theta)] = 2F \sin \theta$$

$$2pr_e \sin \theta = 2F \sin \theta$$

$$p = \frac{F}{r_e}$$

ma potendo porre $\sigma_r = -p$, si giunge alla relazione finale

$$(c) \quad \sigma_r = -\frac{s}{r_e} \sigma_f$$

Lo stato di deformazione trasversale della colonna è il seguente:

$$\varepsilon_c = \frac{r_e - r_o}{r_o} = \frac{\sigma_r}{E_m} - \frac{\nu_m}{E_m} \sigma_v = \frac{1}{E_m} (\sigma_r - \nu_m \sigma_v)$$

da questo si ricava il valore del raggio di equilibrio

$$(d) \quad r_e = r_o \left[1 + \frac{1}{E_m} (\sigma_r - \nu_m \sigma_v) \right]$$

All'equilibrio, a raffreddamento concluso, la cerchiatura ha subito un allungamento e si trova in uno stato deformativo longitudinale il cui valore è:

$$\varepsilon_f = \frac{2\pi(r_e - r_i)}{2\pi r_i} = \frac{r_e - r_i}{r_i} = \frac{\sigma_f}{E_a}$$

da cui si ricava una seconda espressione per il raggio di equilibrio

$$(e) \quad r_e = r_i \left(1 + \frac{\sigma_f}{E_a} \right)$$

Le equazioni (c), (d) e (e), con l'ausilio delle (a) e (b), forniscono la soluzione del problema. Calcolato l'involucro totale, di spessore s , è facile determinare il sistema equivalente di fasce metalliche costituenti la cerchiatura; queste devono fornire la stessa quantità di acciaio dell'involucro. Sia la colonna di altezza h e l'involucro di spessore s , le fasce di spessore s_f e di altezza h_f , il numero n di anelli metallici da utilizzare ed il loro passo i sono dati da:

$$ns_f h_f = sh \quad \rightarrow \quad n = \frac{sh}{s_f h_f}$$

$$i = \frac{h}{n-1}$$

Utilizzando le 5 relazioni ricavate in precedenza è possibile anche calcolare il valore del carico di schiacciamento della colonna cerchiata nelle due situazioni limite:

- Collasso per snervamento della cerchiatura metallica; nel qual caso le incognite sono r_e , σ_r e σ_v .
- Collasso per raggiungimento della dilatazione trasversale pari alla dilatazione da schiacciamento della colonna non cerchiata; nel qual caso le incognite sono σ_f , σ_r e σ_v .

Le variazioni termiche stagionali influenzano lo stato deformativo e tensionale delle cerchiature e di conseguenza delle colonne.

Un aumento della temperatura ambiente, rispetto a quella del momento della posa in opera, provoca una dilatazione longitudinale delle fasce e trasversale delle colonne, con la prima maggiore della seconda, essendo il coefficiente di dilatazione termica dell'acciaio maggiore di quello della muratura; ciò si traduce in una caduta di tensione nelle cerchiature, con perdita della capacità di contenimento.

Una diminuzione della temperatura ambiente rispetto a quella all'atto della posa in opera, provoca una contrazione longitudinale delle fasce metalliche e trasversale della muratura che porta, questa volta, ad un incremento di tensione nella cerchiatura, con aumento della compressione trasversale della colonna; in questo caso il pericolo è il raggiungimento della tensione di snervamento dell'acciaio.

Sostituendo al posto di t_o le temperature massime e minime annuali t_{max} e t_{min} del luogo nelle equazioni di cui sopra, si può verificare l'influenza degli sbalzi termici stagionali sullo stato tensionale della cerchiatura e sulla sua capacità di lavoro.

9.5.2 Tirantini antiespulsivi

Il dimensionamento dei tirantini si esegue con procedura simile a quella presentata per le cerchiature.

Consideriamo un pilastro a sezione rettangolare di lato corto a e lato lungo b . Sul lato corto sia applicato un solo tirantino mentre sul lato lungo una coppia (**Figura 9.8**). Con notazione simile a quella usata per le cerchiature, sia a_o la lunghezza di un lato a pilastro scarico, a_1 la lunghezza dello stesso lato per pilastro sottoposto alla tensione σ_v dovuta ai carichi assiali statici, a_e la lunghezza di equilibrio a consolidamento avvenuto.

Figura 9.8 Dimensionamento dei tirantini antiespulsivi.

La deformazione trasversale del pilastro lungo la direzione y dovuta ai soli carichi statici è:

$$\varepsilon_y = -\frac{\nu_m}{E_m} \sigma_v \rightarrow a_1 = a_o (1 + \varepsilon_y) = a_o \left(1 - \frac{\nu_m}{E_m} \sigma_v \right)$$

La lunghezza del lato a pilastro scarico è dunque:

$$(a) \quad a_o = \frac{a_1}{\left(1 - \frac{\nu_m}{E_m} \sigma_v \right)}$$

Il tirantino disposto parallelamente al lato a , di lunghezza iniziale l_i , viene riscaldato dalla temperatura ambiente t_o a quella t_1 tale da fargli raggiungere la lunghezza a_1 :

$$a_1 = l_i [1 + \alpha_f (t_1 - t_o)]$$

essendo α_f il coefficiente di dilatazione termica dell'acciaio.

La lunghezza iniziale del tirantino è data da:

$$(b) \quad l_i = \frac{a_1}{1 + \alpha_f (t_1 - t_o)}$$

Sicuramente sarà:

$$a_1 > a_e > l_i > a_o$$

A seguito del raffreddamento, si ha una contrazione del tirantino di sezione ω_t alla quale si oppone la massa muraria, ingenerandosi così una tensione di trazione σ_t nel tirantino

bilanciata dalla tensione di compressione trasversale σ_y sul pilastro.

Ponendo i come interasse orizzontale dei tirantini ed h come interasse verticale degli stessi, si imposta l'equilibrio:

$$(c) \quad \omega_i \sigma_t = ih \sigma_y$$

All'equilibrio, la deformazione trasversale del pilastro lungo la direzione y è data da:

$$\varepsilon_y = \frac{\sigma_y}{E_m} - \frac{\nu_m}{E_m} \sigma_v \quad (\sigma_y < 0 \text{ comp.}; \sigma_v < 0 \text{ comp.}; \varepsilon_y > 0 \text{ dilat.})$$

Si ricava, pertanto, la seguente espressione della lunghezza di equilibrio:

$$(d) \quad a_e = a_o \left[1 + \frac{1}{E_m} (\sigma_y - \nu_m \sigma_v) \right]$$

La deformazione elastica residua longitudinale del tirantino a raffreddamento concluso è:

$$\varepsilon_t = \frac{\sigma_t}{E_f}$$

per cui si giunge ad una seconda espressione della lunghezza di equilibrio:

$$(e) \quad a_e = l_i \left(1 + \frac{\sigma_t}{E_f} \right)$$

Mediante le relazioni ricavate si ottiene la soluzione del problema in maniera analoga a quella delle cerchiature.

9.6 Ottimizzazione dell'intervento

9.6.1 Presupposti e Scopi

In alternativa agli interventi di cerchiatura tradizionali, nella emergenza sismica possono utilizzarsi dei sistemi innovativi in grado di sviluppare un confinamento attivo controllato e di agevole messa in opera. Tra questi si ricordano il sistema C.A.M. ([Dolce, M. Cacosso, A., 2002](#)), acronimo di **C**uciture **A**ttive per la **M**uratura, e il confinamento mediante fasce di **poliestere**. Il primo presenta notevoli valenze anche negli interventi di consolidamento e rafforzamento antisismico definitivi, mentre il secondo è adatto ad interventi di messa in sicurezza temporanea, per la sua celerità, ma non per interventi definitivi di consolidamento dei dissesti statici.

9.6.1.1 Cerchiature con il sistema C.A.M.

L'applicazione del sistema CAM è finalizzato a conseguire i seguenti obiettivi per il miglioramento del comportamento strutturale:

- Incremento della resistenza a compressione degli elementi strutturali, attraverso il contenimento della dilatazione della sezione trasversale;
- Incremento della resistenza a taglio;
- Incremento della duttilità;
- Disponibilità immediata delle forze di confinamento, queste ultime utili soprattutto dove è imminente il collasso per schiacciamento.

In particolare le caratteristiche del sistema lo rendono utile anche per aumentare la resistenza flessionale e tagliante di pareti e maschi murari. A differenza del confinamento eseguito con i sistemi tradizionali, non richiede l'uso dei tiranti antiespulsivi, poiché il sistema prevede che per pareti o pilastri di forma allungata si realizzino fori intermedi, che permettono di richiudere i nastri su anelli di dimensione più piccola, così da generare anche delle precompressioni trasversali alla sezione muraria, particolarmente efficace nel compattare i paramenti delle pareti multistrato. Il numero dei fori richiesto è limitato se si

segue la disposizione a quinconce come riportato in ([Figura 9.10](#)).

Figura 9.9 Intervento di adeguamento sismico eseguito con il sistema C.A.M. su un edificio di Petrella Tifernina (CB)

Il sistema C.A.M. è realizzato con nastri in acciaio inox oppure in acciaio ad alta resistenza, di spessore 0.8 mm e larghezza di 19 mm. Le resistenze caratteristiche a snervamento e a rottura dipendono dal materiale usato. Nel caso di acciaio inossidabile austenitico esse sono almeno pari a 250 e 450 Mpa rispettivamente, con allungamento a rottura almeno pari al 40%. I nastri vengono utilizzati per cucire e/o confinare la muratura, richiudendo il singolo nastro ad anello mediante una macchina capace di imprimere una pretensione regolabile, e dunque una precompressione triassiale nella muratura ([Figura 9.9](#)). Il sistema poi fa uso di piastre conformate a imbuto e di angolari a spigolo smussato ([Figura 9.11](#)).

Figura 9.10 Disposizione a quinconce dei fori su una parete, con indicazione della maglia ortogonale.

Sia le piastre imbutite che gli angolari svolgono una funzione di distribuzione delle forze di contatto del nastro, altrimenti concentrate nella muratura intorno al foro oppure in corrispondenza degli spigoli, con pericolo di schiacciamento del materiale e conseguente perdita di tensione nei nastri.

Figura 9.11 Elementi base e schema di confinamento con il sistema C.A.M.

Il principale vantaggio del sistema C.A.M. è che l'intervento provvisorio può agevolmente essere parte attiva di un intervento definitivo, grazie alla durevolezza dei materiali, particolarmente se si utilizza l'acciaio inossidabile, al piccolo spessore dei nastri, facilmente ricopribili con un intonaco di spessore normale, all'affidabilità nel tempo dell'azione di confinamento. Altri vantaggi sono legati al ruolo attivo dei nastri di acciaio, il cui stato di pretensione è assicurato dall'affidabilità delle operazioni meccaniche di messa in opera, all'efficacia negli elementi strutturali allungati o di forma irregolare, alla rapidità di posa in opera.

Figura 9.12 Confinamento di pilastri in muratura di mattoni mediante il sistema C.A.M. (a sinistra) e mediante fasce di Poliestere con cricchetti di chiusura (a destra)

9.6.1.2 Cerchiature con fasce di poliestere

Questa tecnologia di confinamento, molto efficiente e rapida nell'applicazione, permette di applicare una pretensione alle fasce meccanicamente, mediante dei dispositivi (cricchetti) a regolazione manuale. Essendo necessario l'uso di un cricchetto per la chiusura e la messa in tiro di ciascuna fascia, questo sistema può risultare dispendioso e applicabile solo per interventi di confinamento di pochi elementi strutturali ([Figura 9.12](#)), sebbene sia le fasce che i cricchetti siano totalmente recuperabili. Negli interventi di estrema urgenza possono essere utilizzati anche senza angolari.

9.6.2 Vantaggi e Svantaggi

Rispetto agli interventi tradizionali il sistema C.A.M. e il confinamento mediante fasce in poliestere presentano innumerevoli vantaggi. Nel seguito vengono elencati i principali punti di forza dei due sistemi.

<ol style="list-style-type: none"> 1. L'intervento è immediatamente attivo grazie alla pretensione dei nastri o delle fasce di poliestere). 2. Può essere parte integrante di un intervento definitivo di adeguamento (solo per il CAM). 3. In genere non è richiesta manodopera 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Richiede l'accessibilità all'interno della struttura da presidiare, ma con tempi di esecuzione dell'intervento sicuramente più brevi rispetto alle tecnologie tradizionali.
---	--

<p>specializzata, l'intervento è semplice da attuare.</p> <ol style="list-style-type: none"> 4. Non produce aumenti delle masse strutturali. 5. Non è invasivo. 6. È molto durevole, ancor di più se si utilizza acciaio inossidabile. 7. Le fasce in poliestere e i cricchetti sono riutilizzabili. 8. La tensione nelle fasce in poliestere è regolabile anche successivamente. 	
--	--

9.6.3 Materiali, attrezzature e fasi esecutive

9.6.3.1 Cerchiature mediante il sistema CAM

Gli elementi di base con cui s'interviene mediante questo sistema (**Figura 9.11**) sono i seguenti:

1. Angolari in acciaio inossidabile (AISI304 o AISI316) o in acciaio Fe360 zincati, di dimensioni tipiche 100x100 o 125x125 mm;
2. Piastre imbutite con foro del diametro di circa 35 mm;
3. Nastri in acciaio inossidabile (AISI304 o AISI316) oppure ad alta resistenza zincati.

Solo in casi particolari possono utilizzarsi degli angolari speciali oppure di altezza maggiore.

Nei pilastri a sezione allungata o nei maschi murari devono essere realizzati dei fori intermedi, sui quali vengono allettate le piastre imbutite.

Gli elementi di base con cui s'interviene mediante questo sistema (**Figura 9.11**) sono i seguenti:

1. Angolari in acciaio inossidabile (AISI304 o AISI316) o in acciaio Fe360 zincati, di dimensioni tipiche 100x100 o 125x125 mm;
2. Piastre imbutite con foro del diametro di circa 35 mm;
3. Nastri in acciaio inossidabile (AISI304 o AISI316) oppure ad alta resistenza zincati.

Solo in casi particolari possono utilizzarsi degli angolari speciali oppure di altezza maggiore.

Nei pilastri a sezione allungata o nei maschi murari devono essere realizzati dei fori intermedi, sui quali vengono allettate le piastre imbutite.

Di seguito viene riportata l'attrezzatura tipicamente impiegata nella messa in opera degli interventi di cerchiatura con il sistema C.A.M.:

1. Cesoi a lame dritte (per il taglio dei nastri in acciaio).
2. Banco svolgitore per bobine di nastro (per evitare lo srotolamento disordinato del nastro).
3. Tensionatore (per imprimere il carico di tensionamento alla maglia)
4. Compressore da 6-8 bar (per l'azionamento del tensionatore) e serbatoio di almeno lt. 50. In alternativa è possibile utilizzare dei tensionatori manuali.
5. Perforatore con possibilità di percussione (per esecuzione dei fori), oppure carotatore (per esecuzione di fori in murature particolarmente vulnerabili).
6. Punta da 32 mm al vicia (per perforatore) oppure corona diamantata (per carotatore) da 32 mm, di lunghezza pari ad 1.2 volte la larghezza massima della muratura.
7. Punte da 10-14 mm al vicia per eventuale avvio forature

9.6.3.2 Cerchiature mediante fasce di poliestere

Anche nel caso di confinamento con fasce di poliestere l'intervento di presidio si realizza con pochi dispositivi e in maniera semplice e veloce. L'attrezzatura base comprende un rotolo di fasce in poliestere e un set di cricchetti. Negli interventi di estrema urgenza si possono omettere gli angolari. Tuttavia, è preferibile il loro impiego sia per ripartire le tensioni sugli spigoli di muratura che per prevenire la rottura per tranciamento delle fasce. Ovviamente gli angolari debbono avere lo spigolo smussato.

Non è richiesta attrezzatura specifica per l'applicazione delle fasce di poliestere, oltre ai normali mezzi d'opera.

9.6.3.3 Fasi esecutive per Cerchiature mediante sistema C.A.M.

La procedura è decisamente più semplice quando si deve effettuare la cerchiatura di colonne circolari o pilastri di forma approssimativamente quadrata, se non è prevista l'esecuzione di fori intermedi. Più articolata è invece la procedura di applicazione del sistema CAM alle pareti, di cui di seguito si riporta la descrizione.

1. **Tracciatura del percorso dei nastri.** Eventualmente si possono tracciare solo le ubicazioni dei fori, sulla parete con vernice spray. Il tracciamento verrà condotto ad intonaco rimosso, qualora si sia deciso in tal senso, oppure verrà condotto direttamente sull'intonaco in modo da costituire la guida per l'esecuzione delle tracce.
2. **Esecuzione dei fori.** Nel caso si dovessero realizzare delle forature, queste devono eseguirsi avendo cura di non compromettere gli elementi lapidei evitando percussioni sugli inerti sia in entrata che in uscita del trapano.
3. **Allettamento dei fori.** I fori devono essere tali da non richiedere un allettamento troppo importante per la presentazione del piatto imbutito. Una volta preparati i fori sugli stessi verranno presentate le piastre imbutite. E' opportuno usare delle malte a presa rapida.
4. **Allettamento degli angoli.** Nel caso delle zone d'angolo il nastro deve essere a contatto con degli angolari a spigolo tondo (**Figura 9.11**) per evitare la concentrazione degli sforzi e la rottura locale della muratura e/o del nastro. Gli angolari verranno appoggiati su un letto di malta a presa rapida. In caso di particolare urgenza e in mancanza del materiale necessario, si può evitare l'allettamento di malta, disponendo l'angolare direttamente a contatto con la muratura, se sufficientemente regolare. E' opportuno e preferibile, quando l'intervento non ha durata temporanea, usare degli angolari dello stesso materiale dei nastri, per evitare che il contatto tra i due metalli inneschi l'effetto pila con l'ossidazione del metallo meno nobile.
5. **Ingrassaggio degli angoli.** Prima del posizionamento dei nastri è necessario provvedere all'ingrassaggio degli angolari e/o delle piastre imbutite. Tale operazione deve essere sempre eseguita per evitare che l'attrito tra il nastro e l'angolo facciano perdere l'uniformità del tiro nel nastro.
6. **Posizionamento dei nastri.** Nella fase successiva occorrerà posizionare i nastri e metterli in tiro mediante tensionatore. Prima della chiusura e sigillatura del nastro occorrerà verificare che il nastro non venga a contatto con la muratura e che il percorso del nastro sia ortogonale all'angolare. In caso contrario potrebbero verificarsi degli scorrimenti successivi con perdita del tiro nel nastro stesso. Quando gli angoli dei pilastri sono allettati con angolari a tutta altezza è opportuno fissare la sequenza di tiro dei nastri in modo da distribuire in maniera uniforme le pressioni di confinamento sui pilastri. E' possibile disporre, quando si utilizzano fori intermedi, più nastri sovrapposti fino ad un massimo di 6-8

9.6.3.4 Fasi esecutive per Cerchiature mediante fasce di poliestere

1. **Allettamento degli angoli.** Nelle zone d'angolo la fascia deve essere a contatto

preferibilmente con degli angolari a spigolo tondo (**Figura 9.11**), per evitare la concentrazione degli sforzi e la rottura locale della muratura e/o del nastro. Gli angolari verranno appoggiati su un letto di malta a presa rapida. In caso di particolare urgenza e in mancanza del materiale necessario, si può evitare l'allettamento di malta, disponendo l'angolare direttamente a contatto con la muratura, se sufficientemente regolare.

2. Posizionamento delle fasce. Le fasce vengono disposte come previsto in progetto, provvedendo alla loro chiusura e messa in tensione mediante gli appositi cricchetti.

9.6.4 Procedura di dimensionamento

La procedura per il dimensionamento di seguito riportata fa riferimento a modelli tratti dalla letteratura. L'impostazione teorica del problema è di validità generale e, quindi, applicabile a qualsiasi tipologia di confinamento, anche mediante calastrelli in acciaio. Il problema del calcolo della resistenza di elementi strutturali confinati soggetti a compressione è stato studiato per la prima volta da Richart (*Richart, F.E. et al., 1929*). Il problema teorico è molto diverso da quello descritto nel paragrafo 9.5, specie per le strutture in muratura o in calcestruzzo non armato, dove le non linearità sono presenti già a bassi valori del carico applicato. I modelli di letteratura maggiormente diffusi si rifanno al lavoro di Richart, cercando di introdurre parametri e coefficienti correttivi per le varie situazioni. Infatti, quasi tutte le sperimentazioni fatte sulle colonne confinate si basano su provini in scala ridotta e di forma circolare. Nella realtà le sezioni possono assumere diverse forme e il comportamento degli elementi confinati si può scostare sensibilmente da quello della sezione circolare. Il criterio di dimensionamento che verrà presentato nel seguito parte dagli studi sopra citati. Si consideri una sezione circolare in muratura o in calcestruzzo di diametro d_c e soggetta ad uno sforzo di compressione. La tensione di rottura della sezione soggetta a confinamento si può scrivere come:

$$f_{cc} = f_{c0} + k_1 \cdot f_l$$

dove f_{c0} rappresenta la resistenza senza confinamento, k_1 è una "costante" che misura l'efficacia del confinamento e f_l rappresenta la pressione laterale di confinamento.

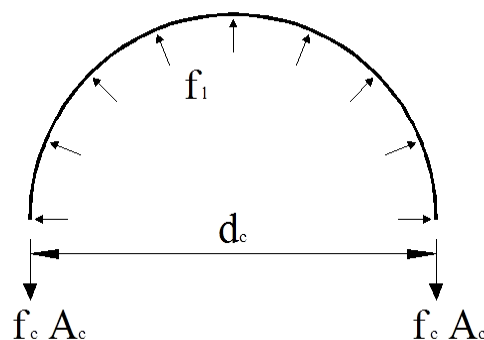


Figura 9.13 Equilibrio di una sezione confinata

Per determinare il valore di f_l possiamo scrivere le equazioni di equilibrio (**Figura 9.13**):

$$f_l \cdot d_c \cdot s = 2 \cdot f_c \cdot A_c$$

da cui si ricava:

$$f_l = \frac{2 \cdot f_c \cdot A_c}{d_c \cdot s}$$

e nella f_c rappresenta la tensione nel dispositivo di confinamento, A_c l'area dei nastri impiegati per il confinamento, d_c il diametro del nucleo confinato e s il passo con cui sono

disposti i nastri. Quest'ultima relazione può essere impiegata per determinare la pressione laterale di confinamento sia nel caso in cui il collasso dell'elemento avviene per la rottura del dispositivo di confinamento sia nel caso contrario. Le prove di laboratorio hanno mostrato che nei pilastri in muratura trattati con il C.A.M. oppure con le fasce di poliestere la rottura avviene nella muratura e non nei dispositivi di confinamento. Per cui questa relazione può essere usata a patto che per la tensione f_c si consideri la tensione presente nel nastro al momento della rottura. Impostando la congruenza tra l'espansione laterale della sezione e l'allungamento del nastro si perviene, mediante semplici passaggi, alla seguente relazione:

$$(3) \quad f_c = \nu_0 \cdot n \cdot f_{c0}$$

dove ν_0 rappresenta un modulo di *Poisson* fittizio (in letteratura si suggeriscono valori pari a 0.7, pur se privi di significato fisico, per tener conto della dilatazione dovuta a microfessurazioni interne, ([Borri, A., Grazini, A., 2004](#))), $n = \frac{E_c}{E_m}$ è il coefficiente di omogeneizzazione, ossia il rapporto tra il modulo elastico del dispositivo di confinamento e quello della muratura. Combinando le relazioni sopra riportate ((1),(2),(3)) si ottiene:

$$(4) \quad f_{cc} = f_{c0} \cdot \left(1 + k_1 \cdot 2 \cdot \nu_0 \cdot n \cdot \frac{A_c}{s \cdot d_c} \right)$$

La relazione permette la stima della resistenza delle sezioni confinate di forma circolare. Per sezioni rettangolari le pressioni di confinamento si distribuiscono nella sezione trasversale in maniera non uniforme con benefici sicuramente minori. Il problema richiede tuttora degli studi approfonditi e la messa a punto di modelli matematici specifici per queste sezioni. In letteratura, tuttavia, sono disponibili delle relazioni che in maniera empirica permettono di adattare il modello di confinamento per sezioni circolari alle sezioni di forma quadrata o rettangolare e di tener conto anche degli effetti volumetrici delle pressioni di confinamento ([Mander, J. B. Priestley, M. J. N. Park, R., 1988](#)).

Una prima correzione che è possibile applicare è legata ad un arrotondamento degli angoli delle sezioni rettangolari, o all'effetto equivalente ottenibile con l'adozione di angolari allettati con malta. In questo caso la pressione laterali di confinamento può essere moltiplicata per il coefficiente:

$$k_s = \frac{2 \cdot R}{d_c}$$

dove R rappresenta il lato dell'angolare. Per tener conto degli effetti volumetrici, la pressione laterale di confinamento deve essere moltiplicata per il coefficiente:

$$k_e = \frac{A_e}{A_c \cdot (1 - \rho_l)}$$

dove A_e rappresenta l'area della sezione effettivamente confinata ([Mander, J. B. Priestley, M. J. N. Park, R., 1988](#)):

$$(5) \quad A_e = \left(L \cdot t - \sum \frac{w_i^2}{6} \right) \cdot \left(1 - \frac{s_1}{2 \cdot L_1} \right) \cdot \left(1 - \frac{s_1}{2 \cdot t_1} \right)$$

e nella (5) il significato dei simboli è il seguente:

L	Lunghezza della sezione in muratura
t	Spessore della sezione in muratura
w_1	Larghezza delle corde di parabola non confinate
s_1	Passo Confinamento (depurato dalla larghezza del nastro)
L_1	Lunghezza della sezione depurata dalla larghezza degli angolari
t_1	Spessore della sezione depurata dalla larghezza degli angolari

A_c è l'area di muratura racchiusa dalla "staffa" di confinamento ($A_c = L \cdot t$) e ρ_l è il rapporto tra l'area dell'armatura longitudinale, in una sezione di c.a., e l'area della sezione di muratura (**Figura 9.14**). In generale si assume come armatura longitudinale quella degli angolari. L'area della sezione effettivamente confinata viene determinata considerando solo l'area delimitata da archi di parabola con tangente iniziale a 45° (**Figura 9.14**). Alla luce di queste considerazioni si può ottenere la pressione laterale di confinamento "efficace" per le sezioni rettangolari:

$$f_l' = k_s \cdot k_e \cdot f_l$$

Occorre infine stabilire il valore da dare al coefficiente k_1 utilizzato nella relazione di Richart.

Figura 9.14 Volume di Muratura effettivamente confinata

In letteratura sono riportate varie formulazioni del coefficiente, ognuna delle quali fornisce delle stime calibrate sull'entità del confinamento. In altre parole, a seconda della tipologia di confinamento, attiva o passiva, e in funzione dell'intensità della pressione laterale di confinamento esercitata (quest'ultima funzione della tecnologia impiegata per il confinamento) devono applicarsi espressioni diverse per il coefficiente k_1 . Buona parte di queste espressioni sono state ottenute dal confinamento eseguito con FRP. Le espressioni più accreditate sono di seguito riportate mentre si rimanda alla bibliografia allegata per i riferimenti teorici più importanti:

$$k_1 = 2.1 \cdot \left(\frac{f_l'}{f_{c0}} \right)^{-0.13} \quad (\text{Karbhari e Gao 1997})$$

$$k_1 = 6 \cdot (f_l')^{-0.3}, f_l' \text{ in } N/mm^2 \quad (\text{Samaan et al. 1998})$$

$$k_1 = 2.2 \cdot \left(\frac{f_l'}{f_{c0}} \right)^{-0.16} \quad (\text{Saafi et al. 1999})$$

$$k_1 = 2.4 \cdot \left(\frac{f_l'}{f_{c0}} \right)^{-0.17} \quad (\text{Borri e Grazini 2004})$$

$$k_1 = 3.5 \cdot \left(\frac{f_l'}{f_{c0}} \right)^{-0.15} \quad (\text{Toutanji 1999})$$

$$k_1 = 3.7 \cdot \left(\frac{f_l'}{f_{c0}} \right)^{-0.13} \quad (\text{Ordinanza P.C.M. 3274/03})$$

La relazione di Grazini e Borri è l'unica calibrata su colonne in muratura confinate con FRP, ed è il caso di precisare che tutti gli altri modelli sono stati calibrati con dati sperimentali ottenuti su campioni di calcestruzzo e che per le sezioni in muratura l'uso sistematico potrebbe indurre a degli errori grossolani. Nell'ambito di una campagna sperimentale condotta presso il Laboratorio Prove Materiali e Strutture dell'Università degli Studi della Basilicata, le relazioni precedenti sono state impiegate per valutare a quale reale grado di

approssimazione portano. E' stato osservato che per murature di buona qualità, ad esempio per la muratura di mattoni, la relazione che porta a delle stime migliori della resistenza è quella di Samaan ([Samaan, M. et al., 1998](#)), mentre per le murature di scarsa resistenza, ad esempio murature di tufo, valori attendibili si ottengono con la formula di Borri e Grazini ([Borri, A. Grazini, A., 2004](#)). Inoltre, l'uso di queste relazioni in un intervento di confinamento eseguito con il sistema C.A.M. oppure con le fasce di poliestere richiede ulteriori correttivi, che tengano conto della modalità di applicazione delle pressioni di confinamento. Entrambe le tecnologie, infatti, esplicano pressioni di confinamento attive, distinguendosi, però, per i differenti moduli elastici, e dunque per la rigidità del sistema di confinamento. Le fasce di poliestere pur presentando un modulo elastico molto basso (10000 N/mm^2) sono messe in tensione mediante i cricchetti e al momento della rottura presentano un modulo elastico apparente sicuramente maggiore. Di questo se ne può tener conto introducendo un ulteriore coefficiente moltiplicativo della pressione laterale di confinamento k_m che permetta di considerare l'elasticità del confinamento al momento della rottura. Le prove di laboratorio hanno suggerito l'adozione di un coefficiente $k_m = 4$. È evidente che lo scopo di un intervento provvisorio di confinamento su elementi compressi danneggiati dal sisma è almeno il recupero della resistenza iniziale, oltre che un incremento della duttilità. Applicando le formule esaminate, eventualmente con i correttivi suggeriti, con l'obiettivo di conseguire un incremento di resistenza di almeno il 20%, è immediato dimensionare il confinamento dell'elemento con la tecnologia prescelta. Per facilitarne l'applicazione di seguito è riportata la formula di progetto ricavata dalla con i correttivi suggeriti. La stessa formula di progetto può essere usata per determinare il passo dell'elemento di confinamento oppure la sua area trasversale :

$$(6) \quad \frac{A_n}{s} = \frac{d_c \cdot f_{c0}^{-1.7}}{0.57 \cdot k_s \cdot k_e \cdot k_m \cdot \nu_0 \cdot n} \cdot \left(\frac{f_{cc}}{f_{c0}} - 1 \right)$$

dove al rapporto $\frac{f_{cc}}{f_{c0}}$ si assegneranno valori compresi tra 1.2 e 1.4, in relazione allo stato di danneggiamento (fessurazione) della muratura, mentre k_m dipende dal dispositivo di confinamento. Nel caso di confinamento con fasce di poliestere esso sarà preso pari a 4. Nei casi di confinamento con il sistema C.A.M. si porrà sempre pari a 1. In alternativa alla è possibile usare la formula di Richart assumendo per il coefficiente k_1 l'espressione della Normativa ([Ordinanza n. 3274/03, 2003](#)) o quella di Grazini e Borri ([Borri, A. Grazini, A., 2004](#)). In questo modo la relazione precedente diviene:

$$(7) \quad \frac{A_n}{s} = \frac{d_c}{2 \cdot k_s \cdot k_e \cdot k_m \cdot \nu_0 \cdot n} \cdot \left[\frac{1}{3.7} \cdot \left(\frac{f_{cc}}{f_{c0}} - 1 \right) \right]^{1/0.87}$$

In cui il rapporto $\frac{A_s}{s}$ non dipende in termini assoluti dalla resistenza della muratura ma solo dal rapporto $\frac{f_{cc}}{f_{c0}}$. In questa formula di progetto è possibile fissare un interesse dell'elemento di confinamento e determinarne l'area oppure nota la sezione del dispositivo di confinamento è possibile determinarne il passo. In questo ultimo caso occorrerà fissare dei valori di tentativo dei coefficienti k_1 e k_e poiché gli stessi dipendono dal valore del passo. E' opportuno dopo aver determinato un valore di tentativo del passo verificare l'aumento effettivo del confinamento con la formula diretta.

9.7 Controlli

Negli interventi tradizionali, devono essere controllate le giunzioni a forchetta ed in particolare che le biette siano stabilmente posizionate e non ci sia rischio di una loro anche minima espulsione, la quale comporterebbe una caduta di tensione nella cerchiatura. Importante è che il contatto fra fasce metalliche e parete muraria sia completo, il che è indice della buona riuscita della cerchiatura. In particolare vanno ispezionati gli interstizi, riempiti con malta di cemento antiritiro, che si creano fra fascia metallica e superficie muraria quando si utilizzano i longheroni, onde valutare la necessità di ripetere l'operazione di riempimento.

Nel caso in cui si osservi una qualche fascia non efficacemente posizionata, si passa allo smontaggio e rimontaggio della stessa.

Il controllo della evoluzione del dissesto da schiacciamento non si può fare con l'osservazione delle fratture sull'elemento dissestato tramite biffe o deformometri, come nel caso di dissesti da pressoflessione, spinta, rotazione, potendosi verificare l'espulsione delle biffe o delle basi del deformometro dalla muratura. Il progredire del dissesto deve essere controllato con l'osservazione delle lesioni che si ingenerano negli elementi vicini a quello soggetto a schiacciamento; infatti il cedimento verticale dovuto allo schiacciamento innesca un moto rototraslatorio nelle strutture limitrofe, che determina un tipico quadro fessurativo da taglio, flessione e torsione. In presenza di ossature schiacciate, si sottolinea ancora la necessità della tempestività dell'intervento di consolidamento provvisorio, a mezzo di puntelli o quant'altro, data l'estrema pericolosità del tipo di dissesto.

Nel caso di interventi di tipo innovativo, è necessario controllare la tesatura dei nastri del CAM o delle fasce di poliestere, per verificare la corretta realizzazione dell'intervento. Tale operazione può esser fatta "pizzicando" i nastri come le corde della chitarra. Il nastro deve essere sostituito, qualora se ne riscontri l'allentamento. Le fasce di poliestere, invece, possono essere rimesse in tensione, riprendendo il tiro mediante gli appositi cricchetti. E' opportuno anche verificare, particolarmente nelle applicazioni del sistema CAM, che i tratti intermedi tra due angolari o piastre imbutite siano effettivamente rettilinei, dunque senza punti o zone di contatto forzato con l'elemento strutturale confinato..

9.8 Tabelle per il dimensionamento semplificato

A partire dalle relazioni riportate nei paragrafi precedenti, con i correttivi suggeriti, sono state redatte delle tabelle che forniscono l'area di confinamento occorrente rapportata al quadrato del diametro della sezione circolare oppure al quadrato del lato della sezione

quadrata (A_c/d^2). I valori forniti dalla stessa tabella sono stati ottenuti invertendo le relazioni prima definite e, dove richiesto, facendo delle approssimazioni o fissando a priori i valori di alcuni parametri incogniti. La scelta di questi parametri è stata fatta individuando dapprima il loro campo di variabilità ed attribuendo a loro un valore che fornisce una stima in eccesso dell'area di confinamento. Sono stati definiti tre diversi livelli di danneggiamento

(Basso, Medio e Alto) e cinque valori del rapporto $r = s/d$ tra il passo del dispositivo di confinamento e il diametro del nucleo confinato. Il livello di danno è teoricamente definito come: "basso", "medio" ed "elevato" quando la resistenza del pilastro danneggiato è, rispettivamente, del 10%, del 25% e del 40% minore di quella dell'elemento integro. Queste condizioni sono traducibili nell'evidenza rispettivamente di: minime lesioni verticali (10%), di un quadro fessurativo diffuso, prevalentemente determinato da lesioni verticali (25%), di un quadro fessurativo come il precedente, o più accentuato, ma con segni di espulsioni e schiacciamenti.

Per le sezioni di forma quadrata, inoltre, occorre fissare il rapporto $r_1 = l/d$ tra la larghezza dell'angolare e il diametro del nucleo confinato in modo da definire il valore del coefficiente k_s . Per un uso corretto è richiesta la conoscenza delle caratteristiche della muratura sia in termini di resistenza che di stato di danneggiamento. Stabilita la resistenza della muratura,

si determinano i valori del rapporto A_c/d_c^2 in funzione del parametro r . Pur con le approssimazioni sopra descritte, procedendo in questo modo si ottengono delle stime realistiche dell'area di confinamento, a patto di generare ogni volta le tabelle in funzione della muratura presente. Tale procedura si presta ad un calcolo automatico, mentre in un intervento provvisorio occorrono dei valori che pur essendo affetti da un errore maggiore forniscano rapidamente e in sicurezza le dimensioni dell'intervento da realizzare. Per questo motivo le tabelle seguenti sono ottenute dalle relazioni per gli elementi confinati riportate in ([Ordinanza n. 3274/03, 2003](#)) e in ([Borri, A. Grazini, A., 2004](#)), rielaborate in maniera da poter prescindere dalle caratteristiche meccaniche assolute della muratura, con l'obiettivo non di raggiungere un prefissato valore della resistenza ma di ripristinare, attraverso l'intervento provvisorio, la resistenza originaria dell'elemento strutturale. L'operatore deve stabilire un passo da dare al dispositivo di confinamento in funzione delle caratteristiche della muratura e dell'eseguitività dell'intervento, stabilire l'entità del danneggiamento (e quindi la percentuale di resistenza persa, da recuperare con l'intervento) e determinare i rapporti dimensionali. Da tali rapporti si ottiene il valore di

A_c/d_c^2 e, quindi, l'area del dispositivo di confinamento

9.8.1 Tabelle per colonne di Sezione Circolare

9.8.2 Tabelle per colonne di sezione quadrata

Si riportano le tabelle per pilastri a sezione quadrata ottenute implementando le relazioni di ([Borri, A. Grazini, A., 2004](#)).

9.8.3 Tabelle per colonne di sezione quadrata

Si riportano le tabelle per pilastri a sezione quadrata ottenute implementando le relazioni di ([Ordinanza n. 3274/03, 2003](#)).



9.9 Riferimenti Bibliografici

- Borri, A. Grazini, A. (2004).** *Criteri e metodologie per il dimensionamento degli interventi con FRP nel miglioramento sismico degli edifici in muratura.* XI Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Genova 25-29 gennaio 2004
- Dolce, M. Cacosso, A. Ponso, F.C. Marnetto, R. (2002).** *New Technologies for the Structural Rehabilitation of Masonry Constructions: Concept, Experimental Validation and Application of the CAM System,* Seminar "The Intervention On Built Heritage: Conservation and Rehabilitation Practices", Porto, 2-4 October 2002. Invited lecture.
- Karbhari, V.M. e Gao, Y. (1997).** *Composite jacketed concrete under uniaxial compression – verification of simple design equations.* J. of Materials in Civil Engineering, ASCE, 9 (4), 185-193.
- Mander, J. B. Priestley, M. J. N. Park, R. (1988).** *Theoretical Stress – Strain Model for Confined Concrete.* Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No 8, August 1988.
- Mastrodicasa S. (1993).** *Dissesti statici delle strutture edilizie.* Hoepli, Milano 1993.
- Richart, F.E., Brandtzaeg, A. e Brown, R.L. (1929).** *The failure of plain and spirally reinforced concrete in compression.* Engineering Experiment Station Bulletin, 190, University of Illinois, Urbana, USA, April.
- Saafi, M., Toutanji, H.A. e Li, Z. (1999).** *Behavior of concrete columns confined with fiber reinforced polymer tubes.* ACI Materials Journal, 96(4), 500-509.
- Samaan, M., Mirmiran, A. e Shahawy, M. (1998).** *Model of concrete confined by fiber composites.* Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 124(9), 1025-1031.
- Toutanji, H.A. (1999).** *Stress-strain characteristics of concrete columns externally confined with advanced fiber composite sheets.* ACI Materials J., 96(3), 397-404.
- Ordinanza P.C.M. n. 3274 (2003).** *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.* G.U. n.105, 2003.

10 SPERONI E CONTRAFFORTI

10.1 Presupposti e scopi

Speroni e contrafforti sono stati spesso utilizzati nel passato come interventi definitivi per migliorare le condizioni statiche di edifici soggetti a dissesti, con tendenza al ribaltamento di pareti esterne, come nei seguenti casi:

- rotazione di intere pareti perimetrali di edifici o di muri di sostegno di terre;
- crisi per pressoflessione di pareti perimetrali di edifici, con conseguenti fenomeni di instabilità e spanciamento delle stesse verso l'esterno;
- spinte statiche di archi o volte, o dei liquidi e dei materiali granulari, non adeguatamente contrastate dagli elementi deputati allo scopo (piedritti, pareti di serbatoi o depositi), che danno luogo a vari fenomeni di dissesto, evidenziati da stati deformativi e fessurativi caratteristici;
- schiacciamento di intere pareti portanti, nel qual caso, oltre a fornire un valido contenimento della dilatazione trasversale che accompagna questo tipo di dissesto, esplicano di fatto un aumento della sezione muraria resistente.

Speroni e contrafforti sono anche efficaci negli interventi di messa in sicurezza post-sisma, a seguito del manifestarsi di danneggiamenti del tipo di quelli sopra elencati. In particolare si adattano meglio, rispetto ad interventi di puntellamento, a situazioni nelle quali si prevede una lunga permanenza dell'opera di presidio, fermi restando alcuni requisiti pratici richiesti per la loro realizzazione, quali:

- sufficiente spazio antistante la struttura dissestata, spazio che deve poter essere occupato, anche se per un periodo di tempo transitorio, senza che si arrechi eccessivo disturbo o si vada ad inficiare la transitabilità di autoveicoli o la fruibilità dei luoghi da parte dei cittadini, specie quando questo fa parte del loro costume e della loro tradizione;
- assenza di vincoli di tipo estetico, ad esempio per motivazioni storico-artistiche, sull'edificio stesso da presidiare, che non consentano la variazione dell'aspetto dell'opera e/o la realizzazione dei numerosi fori nel paramento esterno, necessari per l'inserimento delle morse di ancoraggio della massa presidiante.

Lo scopo principale è l'assorbimento delle spinte statiche, incrementate dall'azione sismica, siano esse localizzate o generalizzate. Le spinte localizzate sono dovute, in condizioni puramente statiche, agli archi ed alle volte, sono circoscritte in zone precise, molto limitate, teoricamente riconducibili a punti (imposte di archi, peducci di volte a crociera o volte lunettate) e a linee orizzontali (imposte di volte a botte su ambienti rettangolari, imposte di volte a vela su ambienti ellittici o circolari) oppure inclinate (imposte di volte a botte su rampe di scale rettilinee o elicoidali), in condizioni sismiche a solai orizzontali o inclinati (falde di tetti), non ben collegati alle murature lungo tutto il perimetro e/o non rigidi nel loro piano. Le spinte generalizzate sono, in condizioni statiche, quelle dei materiali granulari e dei liquidi, ed estendono la loro azione sull'intera parete di contenimento con la quale tali materiali sono a contatto, azione che si esplica con un diagramma triangolare delle tensioni, crescenti verso il basso, in condizioni sismiche quelle determinate dalle accelerazioni orizzontali agenti sulla massa della parete interessata dal dissesto.

10.2 Vantaggi e svantaggi

<ul style="list-style-type: none"> • La messa in opera può avvenire senza necessità di accesso all'interno degli edifici danneggiati. • L'azione di ritegno e sostegno è ben distribuita sulla facciata dell'edificio presidiato. • È un intervento durevole, che non risente dell'esposizione agli agenti atmosferici. • Non necessita di controlli periodici per valutare l'efficacia dell'opera presidiaria. 	<ul style="list-style-type: none"> • Necessita di una base fondale adeguata alla mole dell'opera, dipendente dalle condizioni geotecniche. • Ha un consistente ingombro e ridotte possibilità di transito nello spazio antistante all'opera presidiata. • È un intervento molto invasivo, specialmente se vengono realizzate le morse di ancoraggio alla massa presidiata. • Può determinare difficoltà di esecuzione dell'intervento di consolidamento definitivo se l'opera provvisoria eseguita non ne diviene parte integrante. • Produce un sensibile incremento di massa e, quindi, di forze sismiche. • La messa in opera non è agevole e comporta un alto onere in termini di tempo e di costi.
---	---

10.3 Stato dell'arte

L'intervento in oggetto è caratterizzato dalla messa in opera di muri supplementari fabbricati in aderenza alla struttura muraria da consolidare. Se sono realizzati senza soluzione di continuità, in aderenza ad estese superfici murarie, si denominano *speroni* (**Figura 10.1**); se si dividono in più elementi discreti disposti lungo la lunghezza della struttura da presidiare, ad un determinato interasse, vengono detti *contrafforti* (**MASTRODICASA S., 1994**). Si realizzano anche opere composite dette a *speroni e contrafforti*, per le quali si possono individuare entrambi gli elementi che costituiscono un tutt'uno monolitico (**Figura 10.2**).

Le spinte localizzate riconducibili a punti si contrastano con contrafforti isolati, mentre le spinte localizzate riconducibili a linee e le spinte generalizzate vanno contrastate con speroni oppure tramite speroni rinforzati con contrafforti.

In pratica si vuole realizzare un intervento che contrasti gli spostamenti orizzontali delle masse presidiate, siano essi dovuti alla rotazione o alla instabilità da pressoflessione o alle spinte statiche. Questa azione di contrasto si può esplicare in due modi:

- 1) Utilizzando un materiale non resistente a trazione (blocchi in cls, gabbioni di pietrame etc.), mediante la costruzione di una struttura di considerevole mole, che grazie alla notevole massa genera una forte componente verticale deviando le spinte orizzontali all'interno del terzo medio della base;
- 2) Sfruttando la resistenza a flessione e taglio di elementi in c.a., adeguatamente vincolati al terreno, facendoli lavorare a mensola, i quali non avendo bisogno di grosse masse hanno dimensioni molto più contenute di quelli in muratura.

Affinché o l'uno o l'altro meccanismo funzioni con la massima efficienza, è necessario che non ci sia scorrimento all'interfaccia fra la massa presidiata e quella presidiante. Quindi, uno dei punti chiave dell'intervento è quello di garantire il perfetto ancoraggio fra opera presidiata e opera presidiante. A questo scopo si muniscono gli speroni ed i contrafforti di

denti detti morse, che vengono inseriti in alloggiamenti preparati nello strato paramentale esterno della muratura da consolidare. Le morse, opportunamente dimensionate, sono in grado di assorbire gli sforzi di scorrimento verticali, garantendo un accoppiamento che permette l'assolvimento dei compiti statici assegnati a queste opere.

10.4 Materiali, attrezzature e fasi esecutive

Per la realizzazione di speroni e contrafforti in muratura, si utilizzano blocchetti di calcestruzzo semipieni prefabbricati e malta di cemento, preferibili ai laterizi perché hanno un maggior peso per unità di volume. Per meglio contrastare l'eventuale scorrimento dei blocchetti in corrispondenza dei giunti di malta, per azioni parallele a questi ultimi, conviene procedere alla costruzione con piani di posa inclinati.

Quando si opta per il cemento armato, si usano tutti i materiali ed i mezzi d'opera soliti per i comuni getti.

Le basi fondali possono essere realizzate anch'esse in muratura o in c.a., e possono essere dei plinti isolati o delle platee continue, a seconda se si tratta di contrafforti o di speroni e dell'entità dell'interesse fra i contrafforti. Se la situazione lo richiede si mettono in opera anche fondazioni su pali.

Un tipo di intervento possibile è quello di più contrafforti in muratura o in c.a. fra i quali si posizionano, come elementi di contenimento orizzontali, delle travi IPE in acciaio, che scaricano le reazioni sui contrafforti ai quali sono vincolate con le estremità (**Figura 10.3**). Le travi IPE svolgono il compito statico di solito assolto dagli speroni e per migliorarne l'efficacia possono essere messe in opera con una leggera controfreccia, e vengono messe in carico con l'inserimento forzato di tavoloni verticali, dormienti di ripartizione, e cunei in legno.

Sia i contrafforti che gli speroni sono sempre muniti delle morse di serraggio, in muratura o in calcestruzzo armato a seconda dei casi. Le dimensioni usuali per le morse in materiale murario sono 30÷60 cm di altezza, 20÷40 cm di larghezza e 10÷20 cm di profondità (**Figura 10.5**).

Foto 10.1 Esempio di realizzazione di contrafforti e travi IPE, Muro Lucano - PZ, 1997
Convento dei Cappuccini.

Foto 10.2 Esempio di realizzazione di contrafforti e travi IPE, Muro Lucano - PZ, 1982
Convento dei Cappuccini.

Foto 10.3 Stato della facciata presidiata nella foto precedente dopo 15 anni, Muro Lucano - PZ, 1997 Convento dei Cappuccini.

10.4.1 Fasi esecutive

10.4.1.1 Speroni e/o contrafforti in muratura

1. **Preparazione della base fondale.** La fondazione potrà essere un plinto isolato in muratura o in cls armato, o una platea in cls armato, eventualmente su palificata. Si procede allo scavo, approfondito quanto necessario, ed alla messa in opera della fondazione. Si può già in questa fase sagomare la superficie dello spiccato di fondazione, in modo da rendere immediata la successiva disposizione dei blocchetti prefabbricati su piani di posa leggermente inclinati verso l'interno.
2. **Realizzazione dei fori di ammorsamento.** Quando sono numerosi, non conviene realizzarli tutti in una volta ma progressivamente, magari in 2 o 3 sessioni di lavoro

mano a mano che s'innalza il livello della costruzione. Tali alloggiamenti per le morse vengono realizzati a strappo, con dimensioni determinate in fase progettuale.

3. **Costruzione della muratura.** Si dispongono i blocchetti di calcestruzzo intessendoli a regola d'arte, secondo piani di posa inclinati verso il paramento interno dell'opera presidiaria, con una buona battitura per ridurre la dimensione dei giunti di malta e dunque la deformabilità.
4. **Sistemazione delle travi IPE, se previste.** Nel caso di struttura a contrafforti isolati, l'azione di contenimento può essere estesa alle zone intermedie di muratura, mediante travi IPE in acciaio disposte in orizzontale e vincolate con le estremità ai contrafforti. La messa in opera di questi elementi viene fatta durante la fase di costruzione dei contrafforti, una volta raggiunte le altezze alle quali si è progettato di inserire queste ossature metalliche. Le estremità delle travi devono essere ben fissate, senza gioco, negli alloggiamenti. Non ci si deve preoccupare di tenere a contatto la trave con la muratura da consolidare, a questo si perverrà nella fase di messa in carico. Per migliorarne l'efficacia, le travi IPE possono essere inserite con una leggera controfrecchia.
5. **Attesa indurimento.** Si attende che si raggiunga un indurimento adeguato della malta che dia un buon assestamento e capacità resistente della struttura. Tale periodo è una variabile dipendente dal particolare clima al quale avviene lo stagionatura. Di solito dovrebbe essere sufficiente una settimana.
6. **Messa in forza delle IPE, se previste.** Si caricano le travi, inserendo a forza dei tavoloni dormienti verticali fra struttura muraria ed IPE, aiutandosi anche con dei cunei di contrasto se necessario. Cunei e tavoloni si bloccano fra loro ed alla parete muraria con delle chiodature.

10.4.1.2 Speroni e/o contrafforti in cemento armato

Si ripetono le varie fasi viste in precedenza per l'opera in muratura, adottando le usuali procedure per il getto delle strutture in c.a., optando oppure no per l'utilizzo delle travi IPE. Eventualmente, queste ultime vanno inserite insieme alle altre armature, prima del getto.

10.5 Procedura di dimensionamento

Il dimensionamento di speroni e contrafforti si attua mediante verifiche della struttura a schiacciamento, taglio, momento flettente, ribaltamento, scorrimento rispetto al piano di posa, scorrimento verticale all'interfaccia fra massa presidiata e massa presidiaria. Tutte fanno parte del normale bagaglio tecnico di un progettista, come situazioni che vengono abitualmente affrontate. Particolare è invece il dimensionamento delle morse di ancoraggio per impedire lo scorrimento verticale fra fabbricato esistente ed opera provvisoria.

10.5.1 Dimensionamento delle morse di ancoraggio

Si consideri una fascia di profondità unitaria ([Figura 10.4](#)), sia S la spinta orizzontale agente sulla parete da presidiare ad altezza h dallo spiccatto di fondazione, sia s_c lo spessore di base dello sperone, ossia a livello dello spiccatto di fondazione, sia s_m lo spessore murario resistente a taglio, ossia la parte di muratura compressa. Dato il sistema di riferimento o,x,y , la generica sezione orizzontale rettangolare individuata dall'altezza y ha spessore:

$$s = \left[s_m + s_c \left(1 - \frac{y}{h} \right) \right]$$

ed è sottoposta a tensioni tangenziali $\tau(x,y)$ ad andamento parabolico rispetto a x (si considera $y=cost$), con valore nullo alle estremità e massimo al centro. Per $x=s_m$ si ha il valore delle tensioni tangenziali in corrispondenza dell'interfaccia sperone-muratura $\tau(y)$, con valore nullo per $y=h$ e diverso da zero per $y=0$.

Il valore dell'area del diagramma individuato dalle $\tau(y)$ rappresenta lo sforzo complessivo di scorrimento verticale Ω sulla fascia di profondità unitaria considerata. Dividendo questo diagramma in zone di uguale area con delle linee orizzontali, restano individuate delle fasce orizzontali di sperone ad "uguale sforzo di scorrimento" $\Delta\Omega$, per ognuna delle quali si utilizzerà lo stesso numero di morse. Se n è il numero complessivo di morse, una di esse deve assorbire una forza Ω/n , che genera sollecitazioni di taglio e flessione nella sua sezione di attacco. Sul [Mastrodicasa](#) sono fornite delle tabelle di semplice applicazione con le quali ricavare il valore dello sforzo di scorrimento e le strisce ad "uguale sforzo di scorrimento", noti i quali è facile dimensionare e posizionare le morse, delle quali si devono ricavare la lunghezza c e le dimensioni della sezione resistente: altezza a e larghezza b .

Imponendo le condizioni:

$$\begin{cases} \frac{d\tau(y)}{dy} = 0 \\ \frac{d^2\tau(y)}{dy^2} < 0 \end{cases}$$

si ricava il valore di y per il quale si ha il massimo $\tau_{max}(y)$, e si può verificare che affinché

tale massimo si trovi nell'intervallo $0 \leq y \leq h$ deve essere $s_c \geq \frac{s_m}{2}$.

10.5.2 Esempio numerico

Si considera l'intervento a presidio della facciata del Convento dei Cappuccini ([Foto 10.1](#), [Foto 10.2](#), [Foto 10.3](#)) e si procede al calcolo delle morse di ancoraggio, ipotizzando condizioni geometriche e di carico simili a quelle reali. Anche in questo caso si esegue la verifica allo S.L.U., assumendo sui carichi permanenti ed accidentali un coefficiente di sicurezza parziale $\gamma_g = \gamma_q = 1.25$, vista la regolarità dell'edificio, l'ipotesi di perfetta conoscenza del materiale e delle tecniche costruttive utilizzate nella sua realizzazione e la provvisorietà dell'opera. Tenuto presente il compito statico e la temporaneità delle opere provvisorie, tale coefficiente di sicurezza parziale dei carichi non ha la stessa valenza di quelli per il calcolo degli edifici nuovi; l'incertezza sui valori del carico deve essere valutata all'occasione e dunque il progettista, a seconda della confidenza con il problema e del grado di conoscenza delle condizioni statiche, assume dei coefficienti di sicurezza parziale che possono essere diversi da quelli adottati dal D.M. 96.

[Figura 10.6](#) Muro Lucano – Convento dei Cappuccini.

Come si vede dalla foto, se il tavolato è ben inzeppato, parte del carico sismico si trasmette ai contrafforti per mezzo delle travi di contenimento orizzontali. A vantaggio di sicurezza si considererà l'intero carico sismico agente sui contrafforti come forze concentrate a livello dei due ordini di travi. In più sui contrafforti, in caso di sisma, agiscono le forze inerziali dovute alle proprie masse. La zona sismica è di II categoria e le forze sismiche agenti sul sistema si calcolano secondo quanto prescritto dalla vigente normativa.

[Figura 10.7](#) Forze sismiche e geometria del contrafforte.

Le altezze di interpiano siano $h_1 = 4$ m, $h_2 = 3$ m, $h_3 = 3$ m, i solai si considerano gravanti sulla parete di facciata e quindi spingenti su di essa a seguito del sisma con pesi propri $p_{s1} = 5$ kN/m², $p_{s2} = 3.0$ kN/m², e carichi accidentali $q_{s1} = q_{s2} = 2$ kN/m²; si assume lo spessore del muro pari a $s_1 = 80$ cm, $s_2 = s_3 = 50$ cm, le fasce di solaio e copertura gravanti sulla parete hanno una larghezza $B_1 = B_2 = 3.5$ m.

Calcolando le forze sismiche di piano come prescritto dall' [Ordinanza 3274/2003](#), secondo il procedimento già riportato nei capitoli **Puntelli inclinati** e **Tiranti metallici o catene**, si ricavano i seguenti valori:

$$F_1 = 91 \text{ kN} \quad ; \quad F_2 = 106 \text{ kN}$$

La parte compressa di muratura sia pari a $s_m = 0,50$ m per tutti i piani, il contrafforte abbia larghezza $b = 1.30$ m, alla generica altezza y la sezione del contrafforte ha altezza

$s_c(y) = S_c - \frac{(S_c - s_c)}{H_c} y$, l'altezza della sezione trasversale resistente a taglio, composta da muratura e contrafforte, è $s(y) = s_m + s_c(y)$.

I contrafforti si realizzano con blocchi di cls prefabbricati, aventi peso $\gamma_c = 24$ kN/m³, e si ingenerano forze inerziali distribuite

$$p(y) = \beta \cdot C \cdot \gamma_c \cdot b \cdot s_c(y) = \zeta \cdot s_c(y) = 4 \cdot 0.07 \cdot 24 \cdot 1.3 \cdot s_c(y) = 8.74 \cdot s_c(y) \text{ kN/m}$$

$$p_{\max}(y) = 8.74 \cdot S_c = 8.74 \cdot 3.5 = 30.59 \text{ kN/m}$$

$$p_1(y) = 8.74 \cdot s_{c1} = 8.74 \cdot 2.56 = 22.37 \text{ kN/m}$$

$$p_2(y) = 8.74 \cdot s_{c2} = 8.74 \cdot 1.85 = 16.17 \text{ kN/m}$$

$$p_{\min}(y) = 8.74 \cdot s_c = 8.74 \cdot 1.5 = 13.11 \text{ kN/m}.$$

Il taglio sulla sezione composta resistente a taglio, muratura-contrafforte, alla base ed a livello dei piani è

$$V_0 = \zeta \cdot H_c \cdot \frac{(S_c + s_c)}{2} + F_1 + F_2 = 8.74 \cdot 8.5 \cdot 2.5 + 418 + 279 = 882.7 \text{ kN}$$

$$V_1 = \zeta \cdot (H_c - h_1) \cdot \frac{(s_{c1} + s_c)}{2} + F_2 = 8.74 \cdot 4.5 \cdot 2.03 + 279 = 358.8 \text{ kN}$$

$$V_2 = \zeta \cdot (H_c - h_1 - h_2) \cdot \frac{(s_{c2} + s_c)}{2} = 8.74 \cdot 1.5 \cdot 1.68 = 22.0 \text{ kN}.$$

Le tensioni tangenziali medie sono

$$\tau_{m0} = \frac{V_0}{b \cdot (s_m + S_c)} = \frac{882.7}{1.3 \cdot (0.5 + 3.5)} \cdot 10^{-3} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_{m1} = \frac{V_1}{b \cdot (s_m + s_{c1})} = \frac{358.8}{1.3 \cdot (0.5 + 2.56)} \cdot 10^{-3} = 0.09 \text{ MPa}$$

$$\tau_{m2} = \frac{V_2}{b \cdot (s_m + s_{c2})} = \frac{22.0}{1.3 \cdot (0.5 + 1.85)} \cdot 10^{-3} = 0.008 \text{ MPa}$$

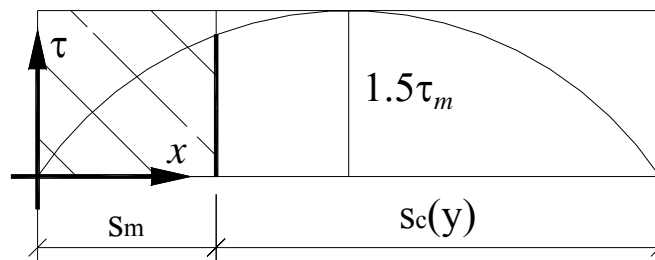


Figura 10.8 Diagramma delle tensioni da taglio sulla sezione trasversale.

Le tensioni da taglio, sulla sezione alla generica altezza y , hanno andamento parabolico lungo l'asse orizzontale x , ossia $\tau(x) = ax^2 + bx + c$. I coefficienti si ricavano impostando le

condizioni di appartenenza dei punti $(0;0)$, $\left(\frac{s_m + s_c(y)}{2}; 1.5\tau_m\right)$, $(s_m + s_c(y); 0)$:

$$\begin{cases} c = 0 \\ a\left(\frac{s_m + s_c}{2}\right)^2 + b\left(\frac{s_m + s_c}{2}\right) = 1.5\tau_m \\ a(s_m + s_c)^2 + b(s_m + s_c) = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} c = 0 \\ a = -\frac{6\tau_m}{(s_m + s_c)^2} \text{ MPa/m}^2 \\ b = +\frac{6\tau_m}{(s_m + s_c)} \text{ MPa/m} \end{cases}$$

$$\tau(x) = -\frac{6\tau_m}{(s_m + s_c(y))^2} x^2 + \frac{6\tau_m}{(s_m + s_c(y))} x$$

La tensione tangenziale all'ascissa $x = s_m$ in corrispondenza dell'interfaccia contrafforte-muratura è

$$\tau(s_m) = -\frac{6\tau_m}{(s_m + s_c(y))^2} s_m^2 + \frac{6\tau_m}{(s_m + s_c(y))} s_m = 6\tau_m \left[\frac{s_m}{(s_m + s_c(y))} - \frac{s_m^2}{(s_m + s_c(y))^2} \right]$$

$$\tau_0 = 6 \cdot 0.17 \cdot \left[\frac{0.5}{0.5 + 3.5} + \frac{0.5^2}{(0.5 + 3.5)^2} \right] = 0.144 \text{ MPa}$$

$$\tau_1 = 6 \cdot 0.09 \cdot \left[\frac{0.5}{0.5 + 2.56} + \frac{0.5^2}{(0.5 + 2.56)^2} \right] = 0.103 \text{ MPa}$$

$$\tau_2 = 6 \cdot 0.008 \cdot \left[\frac{0.5}{0.5 + 1.85} + \frac{0.5^2}{(0.5 + 1.85)^2} \right] = 0.013 \text{ MPa}$$

A questo punto, scegliendo l'asse y^* con origine in testa al contrafforte e diretto verso il basso (**Figura 10.9**), si ricava l'andamento delle tensioni tangenziali $\tau(y^*)$ lungo l'interfaccia. Ipotizzando un andamento parabolico $\tau(y^*) = ay^{*2} + by^* + c$ i coefficienti si

ricavano imponendo il passaggio della curva per i punti $(0; 0), \left(\frac{h_3}{2} + h_2; \tau_1\right), (H_c; \tau_0)$

$$\begin{cases} c = 0 \\ a\left(\frac{h_3}{2} + h_2\right)^2 + b\left(\frac{h_3}{2} + h_2\right) = \tau_1 \\ a(H_c)^2 + b(H_c) = \tau_0 \end{cases} \quad \begin{cases} c = 0 \\ 20.25a + 4.5b = 0.103 \\ 72.25a + 8.5b = 0.144 \end{cases} \quad \begin{cases} c = 0 \\ a = -0.0015 \text{ MPa/m}^2 \\ b = +0.0296 \text{ MPa/m} \end{cases}$$

$$\tau(y^*) = -0.0015y^{*2} + 0.0296y^*$$

questo comporta un valore $\tau_2 = 0.041 > 0.013 \text{ MPa}$, accettabile a vantaggio di sicurezza.

Figura 10.9 Tensioni tangenziali di scorrimento all'interfaccia contrafforte-muratura.

Si divide il contrafforte in tre zone ad uguale sforzo di scorrimento

$$\int_0^{y_A^*} b \cdot [-0.0015y^{*2} + 0.0296y^*] dy^* = \int_{y_A^*}^{y_B^*} b \cdot [-0.0015y^{*2} + 0.0296y^*] dy^*$$

$$\int_{y_B^*}^{H_c} b \cdot [-0.0015y^{*2} + 0.0296y^*] dy^* = \int_{y_A^*}^{y_B^*} b \cdot [-0.0015y^{*2} + 0.0296y^*] dy^*$$

Risolvendo il sistema che ne risulta, facendo attenzione ai fattori dimensionali di conversione (in questo caso abbiamo espresso le lunghezze in [m] e le tensioni in [Mpa]), si ricavano i valori $y_A^* = 4.50 \text{ m}$ e $y_B^* = 6.65 \text{ m}$, e per ogni zona lo sforzo di scorrimento da assorbire è pari a $\Omega_{\frac{1}{3}} = 330 \text{ kN}$.

Facendo riferimento alla **Figura 10.5**

si pone $a = 20 \text{ cm}$, $b = 25 \text{ cm}$, $c = 20 \text{ cm}$. Si ipotizza una resistenza delle morse essenzialmente a taglio, posto $f_{vd} = 0.7 \text{ MPa}$ si ha

$$V_d = f_{vd} \cdot \left(\frac{a \cdot b}{\chi} \right) = 0.75 \cdot \left(\frac{200 \cdot 250}{1.2} \right) \cdot 10^{-3} = 31.25 \text{ kN}$$

ed infine il numero di morse da utilizzare per ognuna delle tre zone è

$$n = \frac{\Omega_{\frac{1}{3}}}{V_d} = \frac{330}{31.25} = 10.56 \quad \rightarrow \quad n = 11$$

10.6 Controlli

In fase realizzativa, deve essere prestata particolare attenzione all'accuratezza dell'esecuzione della base fondale e dell'ammorsamento.

In fase di esercizio, va controllata periodicamente la messa in carico delle travi IPE. La perdita di contatto con i dormienti verticali, a causa del ritiro del legname, le metterebbe fuori causa. Per impedire che questo avvenga, l'operazione di rinzeppaggio dei cunei di contrasto deve essere ripetuta più volte durante la vita di esercizio dell'opera presidiaria.

Si può valutare l'efficacia dell'intervento eseguito, in caso di dissesto di natura statica, valutando il progresso o meno del dissesto mediante misurazioni dei quadri fessurativi e deformativi mediante biffe e deformometri.



10.7 Riferimenti Bibliografici

- ABRUZZESE D., COMO M., LANNI G.** *On the lateral strenght of multistory masonry walls with openings and horizontal reinforcing connections*. Earthquake Engineering, tenth world conference, Balkema-Rotterdam 1992.
- BARRUCHELLO L., ASSENZA G.** *Diagnosi dei dissesti e consolidamento delle costruzioni*. DEI – Tipografia del Genio Civile, Roma 1995.
- CIGNI G.** *Il consolidamento murario*. Ed. Kappa, Roma 1978.
- GIUFFRÉ A.** *Lettura sulla meccanica delle murature storiche*. 1991.
- MASTRODICASA S.** *Dissesti statici delle strutture edilizie*. Hoepli, Milano 1994.
- ORMEA G. B., REVERBERI U.** *Dissesti e consolidamenti in zone terremotate*. Hoepli, Milano 1982.
- Ordinanza P.C.M. n. 3274 (2003)**. *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*. G.U. n.105, 2003.

11. SPERIMENTAZIONE

11.1 Sperimentazione su tiranti metallici

La sperimentazione è stata condotta su funi in acciaio; in particolare sono state provate tre tipologie di cavo: fune di acciaio zincato con sezione caratterizzata da 19 fili, fune di acciaio zincato con sezione caratterizzata da 114 fili + anima tessile, fune di acciaio zincato con sezione caratterizzata da 133 fili (anima in acciaio).

Complessivamente la casistica di cavi testati è la seguente:

Tipologia cavo	Diametro fune [mm]	Diametro fili esterni [mm]	Peso [kg/m]	Resistenza [kN]	Resistenza [kg]
19 Fili	6	1.20	0.17	30.78	3140
19 Fili	10	2.00	0.49	81.67	8330
114 Fili+an.tess.	7	0.52	0.18	28.53	2910
114 Fili+an.tess.	12	0.89	0.53	84.02	8570
133 Fili (an.acc.)	7	0.45	0.20	33.73	3440
133 Fili (an.acc.)	12	0.77	0.58	105.78	10790

L'aggancio alle estremità è stato realizzato mediante *redance*, dispositivi finalizzati ad evitare l'usura rapida e lo snervamento della fune ripiegata su se stessa. Il capo della fune risvoltato è bloccato mediante *morsetti zincati a cavallotto*.

Nelle configurazioni con capocorda a pressione, l'ancoraggio è invece realizzato tramite un grillo fatto passare attraverso gli occhielli di *capicorda ad occhio a pressare* di estremità della fune.

Nel caso di configurazioni in cui il cavo è costituito da due tronconi, questi sono stati collegati tramite un *tenditore a vite e gabbia zincato a due occhi*.

Sono state condotte prove di trazione su assemblaggi di cavi di lunghezza pari a 4 m facendo variare:

- Tipologia del cavo: a 19 fili (F), cavo a 114 fili ed anima tessile (T1) e cavo a 133 fili ed anima in acciaio (T2).
- Diametro: 6 mm e 10 mm per la tipologia F, 7 mm e 12 mm per le tipologie T1 e T2.
- Configurazione: (a) tirante composto dal semplice cavo ancorato alle estremità mediante *redance* e *morsetti*; (b) tirante composto da due tronconi di cavo collegati tra loro attraverso un *tenditore a vite e gabbia* e ancorati alle estremità mediante *redance* e *morsetti* (solo per i cavi di tipo F e T1); (c) tirante composto dal semplice cavo ancorato alle estremità tramite *capicorda a pressione* (solo per i cavi di tipo F e T2); (d) tirante composto da due tronconi di cavo collegati tra loro attraverso un *tenditore a vite e*

gabbia e ancorati alle estremità tramite capicorda a pressione (solo per i cavi di tipo F e T2).

Oltre alle grandezze geometriche e meccaniche illustrate, è stata fatta variare anche la velocità di applicazione degli spostamenti all'estremità del cavo: si sono adottate tre diverse velocità di prova (0.5, 5 e 50 mm/s) finalizzate a valutare la resistenza del cavo allo strappo.

Ogni cavo è stato sottoposto a tre prove cicliche caratterizzate dalle tre velocità di applicazione degli spostamenti sopra menzionate. Per ogni caso di prova, cioè a parità di tipologia, di diametro e di configurazione, sono stati testati 3 tiranti, cambiando la successione delle velocità di prova. Complessivamente il numero dei cavi testati è 54.

RISULTATI

Per ogni prova sono stati presi in conto i valori massimi dello spostamento e della forza registrati e si è proceduto ad una stima del modulo di elasticità equivalente dell'acciaio valutato in corrispondenza del ramo elastico. La forza massima ottenuta in ogni prova F_{max} è stata rapportata alla forza resistente prevista per la tipologia F_r .

L'analisi complessiva dei risultati sperimentali dimostra come la forza resistente prevista per i diversi cavi sia quasi sempre raggiunta, anche in presenza di azione impulsiva. Ben il 70% dei cavi provati superano, infatti, F_r e in oltre il 98% dei casi viene raggiunto il valore di $0.9F_r$. Non risulta pertanto necessario ricorrere a coefficienti di sicurezza molto elevati nella progettazione dei cavi stessi.

I tiranti non riescono quasi mai a raggiungere la forza resistente massima durante le prime prove, ma soltanto per le prove successive. Tale fenomeno dimostra la necessità di "assestamenti" preliminari dei fili all'interno della sezione; è, quindi, fondamentale pretendere i cavi prima di metterli in opera nell'intervento.

Sulla base dei risultati sperimentali possono trarsi le seguenti considerazioni:

- la tecnologia dei capocorda a pressione non fornisce la stessa garanzia di efficienza del semplice ancoraggio mediante redance e morsetti;
- non vi è una tipologia di cavo più efficiente dell'altra: mentre per i diametri più piccoli e in tutte le configurazioni il cavo che presenta i valori minori del rapporto F_{max}/F_r è quello di tipo F e i valori massimi sono invece fatti segnalare dal cavo T2, per i cavi di diametro più grande si registra esattamente la situazione opposta, con valori massimi per i cavi F e minimi per i cavi T2;
- l'efficienza del cavo aumenta all'aumentare del diametro. Vi è, infatti, sempre un aumento del rapporto F_{max}/F_r stimabile mediamente attorno all'11÷12%, nel passare da un cavo a quello di diametro maggiore di stessa tipologia.

Per ognuna delle prove effettuate sui 54 cavi si è calcolato il modulo di elasticità equivalente E_{eq} in fase elastica, che è stato rapportato al modulo di elasticità dell'acciaio, e si è analizzata l'influenza delle variabili in gioco su tale rapporto. Sinteticamente può

affermarsi che:

- i cavi con capicorda a pressione hanno meno possibilità di scorrimenti e quindi risultano più rigidi, mentre la deformabilità cresce in presenza di redance e morsetti e di tenditore;
- il modulo di elasticità equivalente si attesta attorno al 60% di quello dell'acciaio per la tipologia di cavi F , mentre raggiunge appena il 45% di tale valore negli altri casi. Tra i tiranti a più fili, il più rigido risulta quello con anima di acciaio;
- il diametro del cavo influenza diversamente la sua deformabilità al variare della tipologia. Mentre nel caso del tipo F risultano più rigidi i tiranti di diametro minore, per i tiranti $T1$ e $T2$ la rigidezza cresce con il diametro.

11.2 Sperimentazione su puntelli e catene

Le prove su sistemi di puntelli inclinati sono state eseguite disponendo i puntelli a contenimento di una trave verticale rigida, incernierata alla base, caricata tramite un martinetto vincolato ad una parete di contrasto (Figura 1).

Figura 1. Schema generale delle prove pseudostatiche su puntelli inclinati.

Gli schemi sottoposti a prova, riportati nella Figura 2, sono 5:

Schema A1: massa presidiante non rialzata, due puntelli con tirante verticale.

Schema A2: massa presidiante non rialzata, un puntello con tirante verticale.

Schema A3: massa presidiante non rialzata, un puntello senza tirante verticale.

Schema B1: massa presidiante rialzata, due puntelli con tirante verticale.

Schema B2: massa presidiante rialzata, un puntello con tirante verticale.

I sistemi sono stati realizzati in legname. Ognuno degli schemi è stato messo in opera e provato con due diverse inclinazioni (β_1 e β_2) dei puntelli rispetto all'orizzontale.

Figura 2. I diversi schemi di puntellatura inclinata sottoposti a prova.

Prova	Schema	Materiale	Massa pres.	Tirante	Puntelli	Inclinazione
1	A1	Legname	Non rialzata	SI	2	β_1
2	A1	Legname	Non rialzata	SI	2	β_2
3	A2	Legname	Non rialzata	SI	1	β_1
4	A2	Legname	Non rialzata	SI	1	β_2
5	A2	Acciaio	Non rialzata	SI	1	β_1
6	A2	Acciaio	Non rialzata	SI	1	β_2
7	A3	Legname	Non rialzata	NO	1	β_1
8	A3	Legname	Non rialzata	NO	1	β_2
9	B1	Legname	Rialzata	SI	2	β_1
10	B1	Legname	Rialzata	SI	2	β_2
11	B2	Legname	Rialzata	SI	1	β_1
12	B2	Legname	Rialzata	SI	1	β_2

Tabella 1. Prove su sistemi di puntelli inclinati.

Per ognuna delle configurazioni considerate sono state effettuate una *prova statica ciclica*, con ampiezza dei cicli via via crescente fino al raggiungimento della forza limite del sistema di puntellamento, e una *prova pseudo-dinamica* capace di simulare il sisma irpino del 1980 rappresentato dall'accelerogramma di Sturno.

Nella fase di elaborazione dei risultati è stato calcolato lo sforzo assiale agente nel puntello

inclinato N_p , attraverso la quantificazione in grandi spostamenti delle lunghezze di tiranti e puntelli nella configurazione deformata (Figura 3).

Figura 3. Geometria del sistema di puntellamento in funzione della rotazione.

La seconda parte della sperimentazione ha riguardato gli interventi di incatenamento su due livelli realizzati con il CAM (*Cuciture Attive per la Muratura*), con le funi già oggetto delle prove a strappo e con fibre sintetiche in poliestere. Le catene sono state disposte in corrispondenza dei profili metallici su cui contrastavano le teste dei puntelli.

Le forze considerate per il dimensionamento delle catene sono le stesse della sperimentazione sui sistemi di puntellamento.

Nella prova col CAM si sono quindi utilizzate 6 fasce superiormente e 3 inferiormente, nella prova con le funi il tipo di cavo utilizzato è il T_1 , ossia trefolo con anima tessile, con diametri di 9mm al livello superiore e 7mm a quello inferiore e, infine, nella prova col poliestere sono state disposte 2 fasce superiormente ed 1 inferiormente.

La sperimentazione sulle catene è stata effettuata seguendo la medesima procedura adottata per i puntelli: sono state condotte dapprima prove cicliche e successivamente prove pseudodinamiche.

In definitiva casistica provata è la seguente:

Prove su sistemi di puntelli

N° Prova	N° piani puntellati	dmassa presidiante [m]	Massa Rialzata
1	2	3	NO
2	1	3	NO
3- 6 chiodi	1	3	NO
3- 12 chiodi	1	3	NO
4	2	4	NO
5	1	4	NO
6	2	4	SI'
7	1	4	SI'

Prove su sistemi di catene

N° Prova	N° piani incatenati	Lunghezza catene [m]
CAM	2	5
FUNI	2	5
POLIESTERE	2	5

RISULTATI

Dai risultati sperimentali si possono trarre una serie di conclusioni di notevole interesse.

La prima riguarda l'efficienza del sistema tradizionale basato sulla chiodatura degli elementi costituenti il puntellamento, che non fornisce la stessa capacità resistente del sistema innovativo proposto. Tra tutti i sistemi di puntellamento testati, infatti, il sistema inchiodato è l'unico che non riesce a sopportare le forze di progetto. La differenza tra le forze raggiunte nel sistema tradizionale e in quello innovativo è significativa: a 60 mm di

spostamento in corrispondenza del martinetto la reazione esplicita dalla configurazione con 6 chiodi è pari al 14% di quella ottenuta nel sistema proposto; il valore percentuale sale a 23% nella configurazione con 12 chiodi. Anche le prove pseudodinamiche confermano la netta inferiorità di prestazione del sistema tradizionale con raggiungimento di spostamenti eccessivamente elevati che non garantirebbero la messa in sicurezza della parete.

Non vi sono, invece, grandi differenze tra sistemi di intervento progettati con diverse distanze della massa presidiante dalla parete presidiata. La differenza maggiore si segnala nel caso di singolo puntello, in cui la variazione di questa distanza si traduce in una più consistente variazione di inclinazione: in tal caso si dimostra leggermente più rigida la configurazione con massa presidiante posta a maggiore distanza dalla parete da presidiare e si raggiungono, per spostamenti di 60 mm in corrispondenza del martinetto, forze superiori del 6% rispetto a quelle per massa più vicina.

La configurazione con massa presidiante non rialzata si dimostra, soprattutto nei sistemi di puntellamento su due livelli, più efficiente, riuscendo a sopportare le azioni di progetto con minori spostamenti e, quindi, con minore danneggiamento della parete. Nei sistemi a due puntelli la forza massima raggiunta, a parità di spostamento, per massa non rialzata è superiore del 70%, nelle prove cicliche, e del 45%, in quelle pseudodinamiche, rispetto alla configurazione con trave inclinata; nei sistemi ad un solo livello la forza massima per trave orizzontale è più grande rispetto al caso di massa rialzata del 40%, nei test ciclici, e del 13%, in quelli pseudodinamici.

Tra gli interventi di incatenamento la migliore prestazione è fornita dal CAM, che si dimostra più rigido e quindi riduce gli spostamenti della parete; intermedia è la risposta delle funi di acciaio, mentre nettamente peggiore è il comportamento delle fasce di poliestere che permettono alla parete spostamenti eccessivi. A parità di spostamento impresso si raggiungono nel sistema col CAM forze 4 volte superiori rispetto all'incatenamento con funi, e 6 volte superiori rispetto a quello con poliestere.

L'analisi delle prove pseudodinamiche porta a concludere che sicuramente inutilizzabili sono le fasce di poliestere, per la messa in sicurezza di pareti che tendono a ribaltare. Gli spostamenti concessi alla parete superano i 150mm, cioè il 30% dello spessore della parete. Più accettabili sono i risultati ottenuti con i cavi, che, come visto nella sperimentazione descritta nel capitolo 4, potrebbero ulteriormente essere migliorati ricorrendo ad un pretensionamento.

Inaspettatamente la migliore azione di vincolo è esercitata dal sistema di puntellamento con massa non rialzata, mentre quello con massa non rialzata si dimostra meno efficace dell'incatenamento con CAM.

La progettazione statica, così come già evidenziato dall'analisi numerica, non fornisce garanzia sul livello di forza agente sul sistema presidiario. Applicando l'accelerogramma registrato a Sturmo, infatti, caratterizzato da una accelerazione di picco di 0.225g, si hanno forze ingenerate superiori a quelle usate per il dimensionamento. Tuttavia tale aspetto è bilanciato dal margine di sicurezza superiore a quello atteso fatto segnalare dal sistema di

puntelli nelle prove cicliche.

11.3 Sperimentazione su pilastri

I provini sono costituiti da pilastri in muratura di mattoni pieni in laterizio o blocchi di tufo di uguali dimensioni. La dimensione media della sezione è 25x39 cm, con un'altezza media del pilastro di 85 cm.

Sono state condotte prove cicliche su due differenti tipologie costruttive di pilastri di sezione quadrata di lato 40 cm circa. Come dispositivi di presidio sono state utilizzate tre differenti tipologie: C.A.M. , angolari e calastrelli in acciaio, fibre sintetiche in poliestere.

Lo schema riassuntivo delle prove eseguite è il seguente:

Per avere resistenze di confinamento comparabili per i diversi sistemi di cerchiatura adottati, si è dimensionato l'intervento assumendo per i presidi il valore di forza in corrispondenza della rottura per il C.A.M., di deformazione pari al 2% per i calastrelli, di deformazione pari al 4% per i nastri in poliestere.

Si sono perciò adottate configurazioni che vedono tre calastrelli, 9 fasce in poliestere e 11 nastri C.A.M.

Si sono seguite due modalità di svolgimento dei test, indicati come *Prova A* e *Prova B*: la prova A consiste nel portare a rottura il provino, arrestando il test in corrispondenza di una forza pari al 98% della forza di picco; la prova B è costituita da una sequenza di cicli di carico-scarico che termina quando la forza massima dell'ultimo ciclo non supera il 30% della resistenza del pilastro.

Si sono invece seguite due modalità di svolgimento della sperimentazione, una denominata *Diretta* e una *Rafforzamento*. La modalità di *Sperimentazione Diretta* consiste nel portare a rottura il provino già predisposto con uno dei rinforzi previsti nel programma sperimentale mediante prova di tipo B. La modalità *Rafforzamento* consiste, invece, nel portare a rottura il campione vergine mediante una prova di tipo A, così da non deteriorare eccessivamente il provino e da simulare una situazione reale nella quale si sia raggiunto istantaneamente il carico massimo senza raggiungere però il collasso dell'elemento. Successivamente il pilastro viene rafforzato e provato secondo la modalità di prova B.



RISULTATI

Dalla campagna sperimentale emerge che gli incrementi di resistenza ottenuti con i diversi sistemi sono compresi tra il 20% e il 45% per la muratura di mattoni e tra il 30% e il 40% per la muratura di tufo. Il confronto sia degli spostamenti sia delle energie dissipate evidenzia anche un sensibile incremento della duttilità, che risulta maggiore di circa un

ordine di grandezza.

Gli incrementi ottenuti con il sistema C.A.M. sono maggiori sia per la muratura di mattoni che per la muratura di tufo e per ambedue i tipi di sperimentazione (Diretta e di Rafforzamento). Per entrambi i tipi di muratura l'incremento di resistenza è di circa il 40%. È interessante osservare che mentre per la muratura di mattoni l'intervento con poliestere e con CAM portano allo stesso incremento di energia dissipata, nel caso di muratura di tufo si rivela più efficace il CAM nel caso di sperimentazione diretta e il sistema di calastrelli nel caso di rafforzamento.