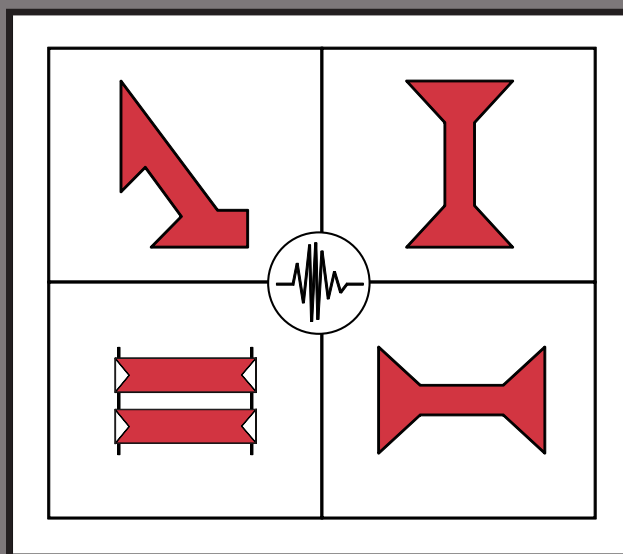




MANUALE OPERE PROVVISORIALI L'INTERVENTO TECNICO URGENTE IN EMERGENZA SISMICA



Stefano Grimaz
(coordinatore)

Fausto Barazza, Mario Bellizzi, Ciro Bolognese, Marco Cavriani,
Mauro Caciolai, Andrea D'Odorico, Alberto Maiolo, Petra Malisan,
Eros Mannino, Alberto Moretti, Loris Munaro, Luca Ponticelli

INAIL

Ministero dell'Interno

Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco

NCP Nucleo Coordinamento Opere Provvisionali

Università degli Studi di Udine

DCFA Dipartimento di Chimica Fisica e Ambiente

SPRINT Centro studi e ricerche in materia di Sicurezza e Protezione
dai Rischi di Incidente rilevante di origine Naturale e Tecnologica

Un particolare ringraziamento va all'ing. Dante Ambrosini, già Direttore Regionale dell'Abruzzo, e all'ing. Sergio Basti, Direttore Centrale per l'Emergenza e il Soccorso Tecnico e Vice Commissario delegato per la messa in sicurezza degli edifici, che con sapiente saggezza hanno spronato il gruppo al completamento dell'opera.

Un sentito grazie a tutto il personale del Corpo Nazionale che ha, a vario titolo, contribuito alla sua realizzazione.

Le SCHEDE STOP© sono state studiate e redatte da apposito gruppo di lavoro per il C.N.VV.F., al fine di uniformare le opere provvisionali realizzate dal personale Vigilfuoco.

La loro ripubblicazione da parte di altri soggetti è vietata con o senza modifiche.

Il loro utilizzo è libero a condizione che ne venga sempre indicato il C.N.VV.F. come proprietario.

Il C.N.VV.F. non risponde per un utilizzo non corretto delle SCHEDE STOP©

Uso e citazione

Si raccomanda di utilizzare la seguente dicitura:

Gruppo di Lavoro NCP, S. Grimaz coord. (2010). Manuale. Opere provvisionali. L'intervento tecnico urgente in emergenza sismica. Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco - Ministero dell'Interno, Roma, 408 pp.

In terza di copertina l'opuscolo "Opere provvisionali e messa in sicurezza nel cantiere di restauro di un edificio storico di proprietà INAIL. Palazzo Dondi dall'Orologio a Padova", realizzato da INAIL - Consulenza Tecnica per l'Edilizia

Volume collegato:

Gruppo di Lavoro NCP, S. Grimaz coord. (2010). Vademecum STOP. Schede tecniche delle opere provvisionali per la messa in sicurezza post-sisma da parte dei Vigili del Fuoco. Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco - Ministero dell'Interno, Roma, 120 pp.

© CNVVF - www.vigilfuoco.it

ISBN 978-88-904999-1-3

Stampa: Tipolitografia INAIL - Milano, novembre 2011



Corpo Nazionale
dei Vigili del Fuoco



MINISTERO
DELL'INTERNO

Ministero dell'Interno

Università degli Studi
di Udine



MANUALE

OPERE PROVVISORIALI

L'INTERVENTO TECNICO URGENTE

IN EMERGENZA SISMICA

L'attività del Nucleo di Coordinamento delle Opere Provvisoriali
del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco
a seguito del terremoto dell'Abruzzo del 2009.
Elaborazione di standard progettuali e soluzioni tecniche
per la messa in sicurezza post-sisma.

a cura di:

Stefano Grimaz

Università degli Studi di Udine

in collaborazione con:

Marco Cavriani, Eros Mannino, Loris Munaro,
Mario Bellizzi, Ciro Bolognese, Mauro Caciolai,
Andrea D'Odorico, Alberto Maiolo, Luca Ponticelli
Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco

Fausto Barazza, Petra Malisan, Alberto Moretti
Università degli Studi di Udine

Settembre 2010

INAIL

In terza di copertina l'opuscolo "Opere provvisoriali e messa in sicurezza nel cantiere di restauro di un edificio storico di proprietà dell'INAIL.
Palazzo Dondi dall'Orologio a Padova", realizzato dall'INAIL - Consulenza Tecnica per l'Edilizia

*Quelli che si innamorano di pratica
senza scienza, son come 'l nocchiere,
ch'entra in navilio senza timone o bussola,
che mai ha la certezza di dove vada*

Leonardo da Vinci

Il presente volume riporta i risultati del percorso scientifico e tecnico che ha accompagnato l'opera di messa in sicurezza del patrimonio edilizio e monumentale da parte dei Vigili del Fuoco in Abruzzo dopo il terremoto dell'Aquila del 2009.

Fin dai primi momenti dopo il sisma, il Corpo Nazionale ha ritenuto che il compito assegnato potesse essere portato efficacemente a termine solamente coniugando la propria grande esperienza, con le competenze scientifiche fondamentali per garantire i necessari requisiti di sicurezza strutturale alle opere provvisorie realizzate.

Il Nucleo di Coordinamento delle Opere Provvisorie (NCP), costituito in occasione del sisma abruzzese, è stato un vero e proprio incubatore all'interno del quale queste competenze si sono saldate. L'NCP ha fatto, in piena emergenza, il duplice sforzo di seguire e coordinare la concreta realizzazione delle opere provvisorie e di progettare una serie di soluzioni tecniche standardizzate, strutturalmente verificate in ogni dettaglio.

Il volume costituisce un rapporto tecnico di quella che, per molti versi, si è configurata come una estesa operazione di ricerca applicata sul campo.

PRESENTAZIONI

Tra le numerose attività che l'ing. Gambardella, il mio predecessore, ha sostenuto e promosso nel corso della sua lunga carriera, è sicuramente degna di nota l'attenzione verso il mondo dell'innovazione, della ricerca e dello studio di nuovi modelli operativi per il Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco. Già nel corso delle primissime fasi del terremoto che ha colpito L'Aquila il 6 aprile 2009, infatti, l'idea di costituire il Nucleo per il Coordinamento delle Opere Provvisionali (NCP) ha permesso di acquisire un patrimonio di grande esperienza e di convertirla in strumenti tecnico-scientifici di supporto alle decisioni.

Al fine di migliorare l'operatività del complesso dispositivo di soccorso messo in atto dai Vigili del Fuoco in questi scenari emergenziali, era necessario, quindi, capitalizzare e non disperdere la positiva esperienza tecnica maturata dal personale del Nucleo durante il sisma aquilano, anche quale conoscenza da trasferire in termini di procedure organizzative, d'impiego dei materiali tecnici e di attrezzature.

Disporre ora di questo manuale "*OPERE PROVVISORIALI, L'INTERVENTO TECNICO URGENTE IN EMERGENZA SISMICA*" costituisce il giusto supporto didattico-divulgativo al già diffuso *Vademecum* delle tecniche delle opere provvisionali per la messa in sicurezza post-sisma da parte dei Vigili del Fuoco.

Il piano del lavoro prevede un percorso che parte dall'idea iniziale di standardizzazione delle opere provvisionali e, attraverso le varie ipotesi ed i criteri di calcolo, si conclude con schede di interventi che documentano esempi di realizzazione. Particolare attenzione è riservata alla gestione del materiale, alla sicurezza degli operatori e a tutti gli accorgimenti e le precauzioni sui particolari per la realizzazione delle varie opere provvisionali.

Si tratta indubbiamente di un utile strumento didattico per la formazione degli operatori, con soluzioni sperimentali ed esempi di opere realizzate che consentono, altresì, di mostrare la complessa risposta organizzativa del Corpo Nazionale in eventi di tali proporzioni.

Attraverso questo approccio che fonde scienza ed esperienza ed il costante lavoro di interfaccia con le varie Amministrazioni coinvolte nell'opera post-sisma, vale la pena di ricordare che sono stati posti in sicurezza tantissimi monumenti ed edifici di elevato valore storico e artistico, sottraendoli quasi certamente ad un immediato ed irreversibile degrado.

Un plauso va dunque a chi si è prodigato nella realizzazione di questo lavoro. Un sentito ringraziamento va all'Università di Udine e in particolare al prof. Stefano Grimaz con cui il Corpo Nazionale collabora da numerosi anni, per aver fornito sul campo il supporto scientifico alle attività del NCP e per aver ideato e curato Manuale e *Vademecum STOP*, che consentiranno di tramandare la tradizione, la scienza e l'esperienza dell'opera del Vigile del Fuoco in un particolare settore che tanto prestigio e riconoscenza ha dato al Corpo Nazionale.

Alfio Pini

Capo del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco

Il terremoto del 6 aprile 2009 ha colpito il patrimonio Culturale della regione Abruzzo in maniera estremamente grave ed estesa, se si considerano gli effetti prodotti su un territorio particolarmente ricco di testimonianze storiche artistiche ed architettoniche, il gran numero di borghi e paesi interessati, le dimensioni del capoluogo e del suo centro storico.

La scelta di centralizzare la gestione dell'emergenza nella struttura della Funzione 15 "Salvaguardia dei Beni Culturali" presso la DICOMAC, che ha consentito il coordinamento delle attività di primo intervento relative alla schedatura, alla progettazione ed alla realizzazione delle opere, si è rivelata particolarmente efficace. Sotto l'aspetto organizzativo, centralizzare tali attività, estese all'intero "cratere", in un unico momento decisionale, insieme all'omogeneità delle scelte, ha garantito la massima concentrazione di un unico gruppo operativo, sul fronte della messa in sicurezza e della realizzazione delle opere di conservazione dell'esistente.

Insieme ai ricercatori delle Università di Padova, Genova e Milano con il supporto del CNR-ITC de L'Aquila e al ruolo determinante e insostituibile del nucleo NCP dei Vigili de Fuoco, sono state sperimentate e sviluppate procedure e metodologie applicate in occasione di precedenti terremoti, in particolare il sisma Umbria Marche 1997. Tali metodologie hanno permesso di rendere più immediato ed affidabile il processo decisionale che porta dalla prima fase di rilevamento del danno, alla esecuzione dell'intervento vero e proprio della messa in sicurezza, favorendo anche un arricchimento reciproco, professionale ed umano, tra operatori di settori e ambiti diversi.

Nel ripercorrere le attività portate avanti nel corso di questo primo anno, così denso di avvenimenti, ancora di più corre obbligo esprimere un sincero ringraziamento a tutti coloro che hanno collaborato alla tutela del nostro Patrimonio Culturale.

Un particolare ringraziamento ancora al Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco che, oltre alla indubbia capacità professionale espressa, ha saputo recepire le istanze e le richieste delle autorità locali e gli indirizzi dettati, impegnandosi in alcuni interventi di notevole complessità tecnica che solo la dedizione incommensurata ha potuto rendere possibile. Ne sono testimonianza gli interventi realizzati su alcuni dei monumenti più celebrati come Santa Maria di Collemaggio, Anime Sante, Santa Maria Paganica, Santa Margherita, San Silvestro, il Duomo e il grande lavoro svolto sul Forte Spagnolo.

Non trascurabile è stata l'azione del nucleo NCP nel realizzare lavori che hanno determinato il tentativo di riprodurre, attraverso opere provvisorie, la memoria di luoghi che il terremoto aveva cancellato, ovvero la reintegrazione di alcuni monumenti che con la loro presenza rappresentavano il carattere peculiare del paesaggio, come il campanile di Rovere, la Torre di Santo Stefano di Sessanio e il Presbiterio della Chiesa di San Michele a Villa Sant'Angelo.

Va ricordata, infine, l'attività importante e insostituibile dei dipendenti del Ministero per i Beni e le Attività Culturali durante l'emergenza per gli interventi di messa in sicurezza e di schedatura.

Luciano Marchetti

Vice Commissario di Protezione Civile
delegato per la Tutela dei Beni Culturali

Non c'è dubbio che il terremoto dell'Abruzzo del 6 aprile 2009 sia stato un banco di prova decisivo della funzionalità ed efficienza del Servizio Nazionale di Protezione Civile, istituito con la Legge 225/1992 e consolidatosi, particolarmente nell'ultimo decennio, a seguito delle tante calamità afferenti ai diversi rischi, sismico, idrogeologico, idraulico, vulcanico, industriale, che affliggono il nostro Paese.

Non c'è dubbio, d'altra parte, che proprio l'emergenza sismica abruzzese sia stata, per le caratteristiche di intensità e localizzazione dell'epicentro, quella più impegnativa e drammatica degli ultimi trent'anni. Solo un sistema coeso e operante all'unisono sotto un coordinamento unico e sempre presente, quale quello della Presidenza del Consiglio dei Ministri, attraverso il Dipartimento della Protezione Civile, poteva conseguire gli esiti positivi che il mondo intero ci riconosce. Di questo sistema, di cui fanno parte tutte le componenti istituzionali, i ministeri, le regioni e gli enti locali, le strutture operative, le associazioni di volontariato, le istituzioni scientifiche, le società pubbliche o private che gestiscono le infrastrutture di comunicazione, etc., pilastro fondamentale è il Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco.

È superfluo ricordare l'eccezionalità dell'azione svolta nella prima fase dell'emergenza, quella della ricerca e soccorso, di cui maggiore è l'evidenza ed il coinvolgimento emotivo, ma non meno importante è stata l'azione successiva, quella in cui gli aspetti tecnici sono preponderanti. Va in particolare ricordato il contributo importante, qualitativamente e quantitativamente, dato dai VVF nelle verifiche del danno e dell'agibilità, svolte con il coordinamento del Dipartimento della Protezione Civile, insieme a tecnici volontari degli enti pubblici, docenti e ricercatori delle università, liberi professionisti. Ma ancora più evidente è il fondamentale lavoro svolto per la messa in sicurezza di tante opere gravemente danneggiate, molte delle quali di grande interesse storico-artistico. L'attenzione ed il rigore messo in campo nell'occasione del terremoto abruzzese si sono concretizzati in opere provvisorie pregevoli per esecuzione ma soprattutto per concezione. In essi si realizza l'idea che la messa in sicurezza non debba solo preservare l'opera e l'incolumità delle persone, ma anche la fruibilità interna e, soprattutto, quella dell'ambiente circostante, condizione essenziale per le successive operazioni di recupero in sicurezza definitivo dell'opera in esame e di quelle circostanti, attraverso la riparazione e il rafforzamento.

Il Vademecum STOP, frutto del continuo scambio tra esperienza e conoscenza, costituisce un ulteriore elemento positivo e di novità nella gestione di questa grande emergenza nazionale, quale è stata il terremoto abruzzese.

Mauro Dolce

Direttore dell'Ufficio Valutazione, Prevenzione
e Mitigazione del Rischio Sismico
Dipartimento di Protezione Civile

Il Nucleo di coordinamento delle opere provvisionali (NCP-CNVVF) nasce all'indomani del sisma del 6 aprile 2009 quando ebbero inizio le prime opere di puntellamento. La conoscenza, come aquilano, del tessuto urbano della città di L'Aquila, caratterizzato dalla presenza di cardine e decumani di epoca medioevale e quindi di sezioni limitate, mi fece intuire immediatamente che la realizzazione delle opere provvisionali non poteva essere condotta senza una regia, così come era accaduto nelle precedenti esperienze. In considerazione di questo presupposto, anche come Direttore Centrale per le Emergenze, chiesi al Capo del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco, Ing. Antonio Gambardella, di istituire un Nucleo di ingegneri del Corpo che avesse il compito di uniformare le tipologie di opere da realizzare. L'OPCM n° 3763 del 6 maggio 2009 dette maggior forza a questa attività nascente attribuendo allo scrivente il preciso compito di vicecommissario per la messa in sicurezza, verifica, agibilità e demolizione degli edifici pubblici e privati danneggiati dal sisma. Si trattava quindi di mettere insieme le esigenze di accesso all'interno dell'ampio centro storico della città da parte delle imprese e mantenere una linea di interventi con MiBAC che vedeva negli operatori SAF del Corpo l'unica risorsa professionalmente capace di mettere in sicurezza i numerosi edifici sottoposti a vincolo, la maggior parte dei quali costituite da edifici di culto. Il Nucleo di coordinamento delle opere provvisionali acquistava così un ruolo di cerniera in grado di sviluppare da subito risposte di alto profilo tecnico, capaci di rendere esecutiva la realizzazione di opere direttamente eseguite dal Corpo, di opere realizzate insieme con MiBAC e di altre provenienti da progettazioni esterne quali Università, Regioni, Enti etc.

Ed è così che l'attività svolta dal Nucleo di coordinamento delle opere provvisionali durante il terremoto dell'Abruzzo, in particolare l'opera di standardizzazione effettuata con la realizzazione del Vademecum delle schede STOP, ha consentito di ottenere risultati tali da suggerirne un'opportuna valorizzazione.

Un primo passo in tal senso è stata la volontà di pervenire alla redazione del presente Manuale. L'opera costituisce sia un utile rapporto organico sulle opere provvisionali realizzate dal Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco a seguito del terremoto in Abruzzo, sia una guida commentata alle varie fasi organizzative ed operative per la loro realizzazione. Tali caratteristiche rendono il Manuale insieme al Vademecum strumenti estremamente utili sul fronte della formazione del personale vigili fuoco. Un secondo passo è stato quello di riconoscere quanto realizzato in Abruzzo come l'inizio di un "nuovo approccio alla messa in sicurezza post sisma da parte dei Vigili del Fuoco" che, se opportunamente sviluppato, può portare ad ulteriori futuri miglioramenti. Per questo fine il Corpo Nazionale ha voluto fare in modo che l'azione di miglioramento introdotta dall'NCP possa continuare anche in "tempo di pace". Con nota prot. 2485/6104 dd. 07/05/10 della Direzione Centrale per l'Emergenza e il Soccorso Tecnico, infatti, è stato istituito un Osservatorio tecnico permanente sulle opere provvisionali, il cui mandato è proprio quello di migliorare l'uniformità degli interventi di messa in sicurezza dei manufatti edilizi a causa dei dissesti statici, anche nelle fasi dell'emergenza post-sisma. L'osservatorio, che continuerà ad avvalersi del coordinamento scientifico dell'Università di Udine, studierà gli eventuali aggiornamenti per quanto riguarda le procedure organizzative, i materiali tecnici, le attrezzature e gli automezzi al fine di migliorare l'operatività delle Colonne Mobili Regionali e dell'intero

dispositivo di soccorso in caso di grandi emergenze, sia nazionali che internazionali. L'osservatorio si occuperà anche di mettere a punto gli strumenti per l'integrazione degli aspetti organizzativi con le procedure operativo-gestionali che via via andranno ad affinarsi tramite feed-back sul campo con gli operatori, con verifiche di fattibilità e di convenienza economico-operativa.

Le linee di sviluppo prevedono l'introduzione di nuove schede che contemplano l'utilizzo di altri materiali e tecniche costruttive, la definizione di specifiche linee guida per il coordinamento operativo del Nucleo NCP con l'aggiunta di procedure per le squadre miste MiBAC utilizzate per i sopralluoghi per il censimento dei danni dei Beni Culturali. Esse contempleranno anche l'organizzazione dell'interfaccia con gli altri soggetti del Sistema di Protezione Civile e la rigorosa definizione della catena di comando tra le varie componenti destinate alla realizzazione delle opere.

Il presente Manuale costituisce dunque un punto di arrivo rispetto a quanto realizzato a seguito del terremoto dell'Abruzzo e al tempo stesso il punto di partenza per il nuovo processo di miglioramento che verrà sviluppato dall'osservatorio. Può quindi, senza dubbio, essere considerato una pietra miliare nel percorso di miglioramento continuo che il Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco ha inteso e intende affrontare nel settore della messa in sicurezza post-sisma.

Sergio Basti
Direttore Regionale Abruzzo

FINALITÀ E IMPOSTAZIONE DELL'OPERA

I danni prodotti dal terremoto dell'Abruzzo sugli edifici e sulle costruzioni in genere hanno determinato criticità tali da compromettere non solo le condizioni di agibilità e sicurezza del singolo manufatto ma, spesso, anche la transitabilità delle vie nei centri abitati e, in particolare, nel centro storico dell'Aquila. I quadri di danneggiamento degli edifici storici e monumentali (chiese e palazzi) hanno evidenziato, fin da subito, la necessità di un rapido intervento per la salvaguardia di tali beni. La dimensione del problema, unita alle condizioni del contesto operativo, estremamente difficili sotto il profilo della sicurezza e della praticabilità degli interventi in tempi rapidi, hanno portato al coinvolgimento massiccio del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco.

Il Corpo Nazionale si è, di fatto, trovato a dover gestire un'emergenza all'interno di un'emergenza, in cui la ricerca delle possibili soluzioni strategiche e operative dovevano andare di pari passo con la effettiva realizzazione degli interventi. Per questo motivo è stata istituita un'apposita unità di coordinamento della realizzazione delle opere provvisorie per la ricerca e la definizione, in sinergia con il mondo scientifico, di soluzioni tali da permettere di dare risposte pronte ed efficaci al problema. Si è trattato di un vero e proprio banco di prova della capacità di definizione e attuazione di strategie di *emergency management situazionale* nel quale tutte le componenti in campo dovevano essere valorizzate e coordinate per garantire il raggiungimento degli obiettivi di messa in sicurezza.

La scelta vincente è stata quella di coniugare scienza e pratica definendo un quotidiano *feed-back* tra valutazioni teoriche ed effettiva possibilità applicativa, in cui le soluzioni progettuali dovevano trovare riscontro ed eventuale miglioramento sul piano esecutivo mirando, per quanto possibile, ad una standardizzazione delle opere. Tale standardizzazione doveva essere funzionale non solo alla velocizzazione delle operazioni ma anche alla risoluzione dei problemi connessi agli avvicendamenti delle squadre di Vigili del Fuoco.

L'idea di realizzare un Vademecum di schede tecniche delle opere provvisorie da parte dei Vigili del Fuoco, in un formato utilizzabile sul campo dagli operatori, ha consentito, non solo di predisporre uno strumento di supporto alle decisioni sul piano operativo, ma anche di valorizzare e capitalizzare le osservazioni e le proposte di miglioramento avanzate dagli operatori via via che lo strumento veniva utilizzato. Il Vademecum ha consentito, quindi, di sistematizzare il ricchissimo *know-how* del Corpo Nazionale e di definire la necessaria uniformità di linguaggio e di tecniche esecutive, rivelandosi estremamente utile anche sul piano dell'addestramento sul campo.

I risultati di questo complesso lavoro sono sotto gli occhi di tutti. Ci si è tuttavia chiesti come poter capitalizzare gli insegnamenti tratti da questa esperienza. Quest'opera si pone l'obiettivo di esplicitare il percorso logico e tecnico-scientifico che ha sorretto e guidato il Nucleo di Coordinamento delle Opere Provvisorie nel suo lavoro fin dal momento della sua costituzione. Questa pubblicazione, che giunge a completamento delle attività del NCP, ha quindi il senso di costituire un riferimento per affrontare le future sfide.

L'opera è stata divisa in due volumi: il Manuale e il Vademecum STOP che ne costituiscono, rispettivamente, la componente tecnico-illustrativa e quella operativa. Mentre il Vademecum contiene l'intera raccolta delle schede STOP messe a punto per le varie tipologie di intervento, il Manuale ha principalmente la funzione di illustrare e di spiegare le scelte progettuali riportate nel Vademecum.

Nel Manuale viene inizialmente presentato il ruolo del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco nelle emergenze sismiche e, in particolare, in occasione del terremoto dell'Abruzzo, evidenziando come e perché è stato istituito uno specifico Nucleo di Coordinamento delle Opere Provvisionali. Dopo un excursus storico dell'esperienza dei Vigili del Fuoco nella realizzazione delle opere provvisionali post-sisma nei terremoti passati, viene descritta la filosofia su cui si è basata l'impostazione della standardizzazione delle opere provvisionali in risposta alle esigenze specifiche nate a seguito del terremoto dell'Aquila.

Il Manuale comprende, poi, la genesi dell'idea di realizzare il Vademecum STOP, la descrizione sistematica dei criteri di progetto adottati per le singole opere provvisionali, l'illustrazione delle modalità di utilizzo delle schede sul campo, la presentazione dettagliata delle operazioni esecutive relative alla realizzazione di un'opera provvisoria in modo da evidenziarne criticità e soluzioni adottate. Specifici capitoli sono dedicati al problema della sicurezza degli operatori e alla descrizione dei materiali e mezzi impiegati nella realizzazione delle opere; aspetti questi che hanno concorso a determinare la progettazione di specifiche soluzioni esecutive.

Infine, sono presentate le schede di alcuni interventi nelle quali si pone in evidenza, non solo il risultato della realizzazione, ma anche, e soprattutto, il percorso logico ed operativo seguito. Nella descrizione degli interventi viene, in particolare, posto l'accento anche su come le varie realizzazioni hanno contribuito all'affinamento e al miglioramento delle schede STOP.

Manuale e Vademecum STOP, pur descrivendo quanto è stato realizzato in occasione del terremoto dell'Aquila, sono stati concepiti come elementi conoscitivi per l'inizio di un processo di continuo affinamento, anche sotto il profilo della formazione degli operatori. Lo scopo principale di quest'opera è contribuire a migliorare, anche e soprattutto in tempo di pace, le capacità operative nel settore degli interventi tecnici urgenti per la messa in sicurezza post-sisma.

L'imponente opera di messa in sicurezza attuata dal Corpo nazionale dei Vigili del Fuoco in Abruzzo è stata una sfida che, anche se lascia sicuramente spazio a miglioramenti, può senz'altro essere motivo di orgoglio, sia sotto il profilo scientifico-professionale che umano, per chiunque abbia dato il proprio contributo. In qualità di coordinatore scientifico del gruppo di lavoro che ha realizzato le schede STOP desidero, pertanto, ringraziare di cuore tutti coloro che, a vario titolo, hanno partecipato con passione e professionalità, non solo alla realizzazione delle opere, ma anche di questo manuale.

Stefano Grimaz

Coordinatore Scientifico Gruppo di Lavoro NCP VVF
Università degli Studi di Udine

INDICE

| | | |
|----------|---|-----------|
| 1 | I Vigili del Fuoco e l'emergenza sismica | 1 |
| 1.1 | L'organizzazione dei Vigili del Fuoco in emergenza..... | 3 |
| 1.2 | Il ruolo dei Vigili del Fuoco nell'emergenza post-sisma in Abruzzo..... | 4 |
| 1.3 | I compiti e le funzioni del Nucleo di Coordinamento delle Opere Provvisoriali..... | 6 |
| 1.3.1 | Le procedure..... | 6 |
| 1.3.2 | La consulenza tecnica..... | 9 |
| 1.3.3 | Il monitoraggio delle attività e la gestione dei dati..... | 9 |
| 1.3.4 | Le cartografie nell'emergenza sismica..... | 10 |
| 1.3.4.1 | Cartografie generali del territorio..... | 10 |
| 1.3.4.2 | L'individuazione dei beni tutelati e gli immobili indisponibili..... | 11 |
| 1.3.4.3 | Viabilità..... | 12 |
| 1.3.5 | Il "Vademecum STOP"..... | 16 |
| 1.4 | Il raccordo con gli altri soggetti della Protezione Civile..... | 17 |
| 2 | La storia delle opere provvisoriali del Corpo Nazionale VVF | 19 |
| 2.1 | Cenni storici..... | 21 |
| 2.2 | Rassegna fotografica..... | 26 |
| 3 | La standardizzazione delle opere provvisoriali | 37 |
| 3.1 | Le schede STOP..... | 39 |
| 3.1.1 | Filosofia di progetto delle schede STOP..... | 39 |
| 3.2 | Criteri generali di progetto..... | 42 |
| 3.2.1 | Azione sismica di riferimento..... | 43 |
| 3.2.2 | Problematiche realizzative..... | 47 |
| 3.2.3 | I materiali..... | 48 |
| 3.2.3.1 | Legno..... | 48 |
| 3.2.3.2 | Picchetti e graffe..... | 51 |
| 3.2.3.3 | Acciai da carpenteria..... | 51 |
| 3.2.3.4 | Bulloni e chiodi..... | 52 |
| 3.2.3.5 | Viti per legno..... | 53 |
| 3.2.3.6 | Cavi a trefolo in acciaio..... | 54 |

| | | |
|----------|--|-----------|
| 3.2.3.7 | Dispositivi per attacchi | 55 |
| 3.2.3.8 | Tasselli ancoranti..... | 57 |
| 3.2.3.9 | Puntelli telescopici regolabili in acciaio | 58 |
| 3.2.3.10 | Picchetti..... | 60 |
| 4 | Ipotesi e criteri di calcolo | 61 |
| 4.1 | Ipotesi e criteri di calcolo delle opere provvisorie standardizzate..... | 63 |
| 4.2 | Puntellatura di ritegno in legno | 65 |
| 4.2.1 | Descrizione e finalità dell'opera | 65 |
| 4.2.2 | Scelte progettuali | 66 |
| 4.2.2.1 | Soluzioni progettuali | 66 |
| 4.2.2.2 | Materiali | 69 |
| 4.2.2.3 | Schema di calcolo | 69 |
| 4.2.3 | Carichi e azioni | 70 |
| 4.2.3.1 | Condizioni di carico | 70 |
| 4.2.3.2 | Peso solai..... | 70 |
| 4.2.3.3 | Peso muratura..... | 71 |
| 4.2.3.4 | Combinazione dei carichi | 71 |
| 4.2.3.5 | Azione sismica | 71 |
| 4.2.3.6 | Scenari di carico | 74 |
| 4.2.4 | Dimensionamento | 75 |
| 4.2.4.1 | Dimensionamento degli elementi critici | 76 |
| 4.2.4.2 | Dimensionamento dei giunti e degli ancoraggi..... | 77 |
| 4.2.5 | Esempio di calcolo | 79 |
| 4.2.5.1 | Verifica dell'asta critica | 79 |
| 4.2.5.2 | Verifica giunto | 81 |
| 4.2.5.3 | Verifica ancoraggi..... | 83 |
| 4.3 | Puntellatura di contrasto in legno | 84 |
| 4.3.1 | Descrizione e finalità dell'opera | 84 |
| 4.3.2 | Scelte progettuali | 85 |
| 4.3.2.1 | Soluzioni progettuali | 85 |
| 4.3.2.2 | Materiali | 87 |
| 4.3.3 | Carichi e azioni | 88 |
| 4.3.4 | Dimensionamento | 88 |

| | | |
|---------|---|-----|
| 4.3.4.1 | Dimensionamento degli elementi critici | 89 |
| 4.3.5 | Esempio di calcolo | 90 |
| 4.4 | Puntelli di sostegno e sbadacchiatura aperture | 91 |
| 4.4.1 | Descrizione e finalità dell'opera | 91 |
| 4.4.2 | Scelte progettuali | 92 |
| 4.4.2.1 | Soluzioni progettuali | 92 |
| 4.4.2.2 | Materiali | 93 |
| 4.4.2.3 | Schema di calcolo | 93 |
| 4.4.3 | Carichi e azioni | 93 |
| 4.4.3.1 | Condizioni di carico | 93 |
| 4.4.3.2 | Peso solai..... | 93 |
| 4.4.3.3 | Peso muratura..... | 94 |
| 4.4.3.4 | Combinazione dei carichi | 94 |
| 4.4.3.5 | Scenari di carico | 94 |
| 4.4.4 | Dimensionamento | 95 |
| 4.4.4.1 | Dimensionamento degli elementi critici | 95 |
| 4.4.5 | Esempio di calcolo | 96 |
| 4.5 | Puntelli di sostegno solai e balconi | 99 |
| 4.5.1 | Descrizione e finalità dell'opera | 99 |
| 4.5.2 | Scelte progettuali | 99 |
| 4.5.2.1 | Soluzioni progettuali | 99 |
| 4.5.2.2 | Materiali | 101 |
| 4.5.2.3 | Schema di calcolo | 102 |
| 4.5.3 | Carichi e azioni | 103 |
| 4.5.3.1 | Condizioni di carico | 103 |
| 4.5.3.2 | Peso solai..... | 103 |
| 4.5.3.3 | Combinazione dei carichi | 104 |
| 4.5.3.4 | Scenari di carico | 105 |
| 4.5.4 | Dimensionamento | 106 |
| 4.5.4.1 | Dimensionamento degli elementi critici | 107 |
| 4.5.5 | Esempio di calcolo | 108 |
| 4.5.5.1 | Verifica puntellamento di solaio con schema "S" | 108 |
| 4.5.5.2 | Verifica puntellamento di balcone | 110 |
| 4.5.5.3 | Verifica puntellamento di solaio con schema "T" | 111 |
| 4.6 | Centinatura in legno di archi e volte | 115 |

| | | |
|---------|--|-----|
| 4.6.1 | Descrizione e finalità dell'opera | 115 |
| 4.6.2 | Scelte progettuali | 116 |
| 4.6.2.1 | Soluzioni progettuali | 116 |
| 4.6.2.2 | Materiali | 119 |
| 4.6.3 | Carichi..... | 120 |
| 4.6.3.1 | Condizioni di carico | 120 |
| 4.6.3.2 | Scenario di carico | 120 |
| 4.6.3.3 | Calcolo dello sforzo normale di progetto sui ritti | 121 |
| 4.6.4 | Dimensionamento | 122 |
| 4.6.4.1 | Calcolo dello sforzo normale resistente dei ritti | 123 |
| 4.6.4.2 | Valutazione della lunghezza libera di inflessione dei ritti | 125 |
| 4.6.4.3 | Dimensionamento dei ritti a sostegno delle volte | 125 |
| 4.6.4.4 | Dimensionamento dei ritti a sostegno degli archi | 125 |
| 4.6.4.5 | Verifica dei traversi | 125 |
| 4.6.5 | Esempio di calcolo | 126 |
| 4.6.6 | Approfondimenti teorici..... | 132 |
| 4.6.6.1 | Determinazione della lunghezza libera d'inflessione..... | 132 |
| 4.6.6.2 | Equivalenza tra schemi a centina aperta e schemi a centina chiusa..... | 135 |
| 4.7 | Tirantatura con funi in acciaio..... | 139 |
| 4.7.1 | Descrizione e finalità dell'opera | 139 |
| 4.7.2 | Scelte progettuali | 140 |
| 4.7.2.1 | Soluzioni progettuali | 140 |
| 4.7.2.2 | Materiali | 141 |
| 4.7.2.3 | Schema di calcolo..... | 142 |
| 4.7.3 | Carichi e azioni | 142 |
| 4.7.3.1 | Condizioni di carico | 142 |
| 4.7.3.2 | Carichi..... | 143 |
| 4.7.3.3 | Scenari di carico | 143 |
| 4.7.4 | Dimensionamento | 144 |
| 4.7.4.1 | Dimensionamento degli elementi critici | 144 |
| 4.7.4.2 | Dimensionamento degli elementi per l'assemblaggio e degli ancoraggi..... | 146 |
| 4.7.5 | Esempi di calcolo | 148 |

| | | |
|----------|---|------------|
| 4.7.5.1 | Esempio per cinturazioni con fune d'acciaio: configurazioni CE, CP e CV..... | 148 |
| 4.7.5.2 | Esempio per traverso con tirantatura laterale: configurazioni TL, TV | 151 |
| 4.7.5.3 | Esempio per tirantatura diffusa interna passante: configurazione TI | 152 |
| 4.8 | Cerchiatura di confinamento pilastri e colonne..... | 154 |
| 4.8.1 | Descrizione e finalità dell'opera | 154 |
| 4.8.2 | Scelte progettuali | 155 |
| 4.8.2.1 | Soluzioni progettuali | 155 |
| 4.8.2.2 | Materiali | 156 |
| 4.8.2.3 | Schema di calcolo..... | 156 |
| 4.8.3 | Dimensionamento | 157 |
| 4.8.4 | Esempio di calcolo | 161 |
| 4.9 | Incamicatura di pareti in muratura | 167 |
| 4.9.1 | Descrizione e finalità dell'opera | 167 |
| 4.9.2 | Scelte progettuali | 168 |
| 4.9.2.1 | Soluzioni progettuali | 168 |
| 4.9.2.2 | Schema di calcolo..... | 169 |
| 4.9.2.3 | Materiali | 169 |
| 4.9.3 | Dimensionamento | 169 |
| 4.9.4 | Esempio di calcolo | 170 |
| 5 | Gli aspetti operativi | 173 |
| 5.1 | La sicurezza degli operatori | 175 |
| 5.1.1 | Procedure operative e di gestione per la sicurezza degli operatori | 175 |
| 5.1.2 | Modalità di impostazione e di gestione degli interventi..... | 178 |
| 5.2 | La gestione del materiale | 179 |
| 5.2.1 | Disponibilità del materiale in emergenza..... | 179 |
| 5.2.2 | Procedure adottate per l'approvvigionamento | 179 |
| 5.2.2.1 | Interventi di messa in sicurezza su beni ordinari non tutelati .. | 181 |
| 5.2.2.2 | Interventi di messa in sicurezza su beni culturali pubblici tutelati | 181 |
| 5.2.2.3 | Interventi di messa in sicurezza su beni culturali privati tutelati | 182 |
| 5.2.2.4 | Mezzi ed attrezzature speciali..... | 182 |

| | | |
|----------|--|------------|
| 5.2.3 | Miglioramenti conseguiti | 182 |
| 5.3 | La messa a punto di risposte organizzative pre-strutturate: il “carro opere provvisionali” | 184 |
| 5.3.1 | Attrezzature..... | 184 |
| 5.3.2 | Ferramenta..... | 195 |
| 5.3.2 | Prospettive nella realizzazione di risposte pre-strutturate: i “kit di intervento rapido” | 199 |
| 6 | L’impiego sul campo delle schede STOP | 201 |
| 6.1 | Guida all’utilizzo delle schede STOP | 203 |
| 6.1.1 | Guida all’uso delle schede semplici: esempio scheda STOP-SA | 206 |
| 6.1.2 | Guida all’uso delle schede articolate: esempio scheda STOP-PR... .. | 207 |
| 6.2 | Fasi costruttive e particolari realizzativi di una puntellatura STOP. Puntello di ritegno tipo R2 | 209 |
| 7 | Esempi di realizzazione | 225 |
| 7.1 | Illustrazione delle schede di intervento | 227 |
| 7.2 | Interventi ordinari | 229 |
| 7.2.1 | Scheda O1 – Sant’Eusanio Forconese (AQ). Chiesa di Sant’Eusanio Martire | 231 |
| 7.2.2 | Scheda O2 – Goriano Sicoli (AQ). Chiesa di Santa Gemma | 247 |
| 7.2.3 | Scheda O3 – L’Aquila. Chiesa di Santa Margherita o dei Gesuiti | 261 |
| 7.2.4 | Scheda O4 – L’Aquila. Mura della città | 279 |
| 7.3 | Interventi complessi | 291 |
| 7.3.1 | Scheda C1 – Poggio Picenze (AQ). Chiesa di San Felice Martire | 293 |
| 7.3.2 | Scheda C2 – L’Aquila. Forte Spagnolo | 311 |
| 7.3.3 | Scheda C3 – L’Aquila. Chiesa di Santa Maria del Suffragio o delle Anime Sante | 331 |
| 7.4 | Interventi con ponteggi metallici | 349 |
| 7.4.1 | Scheda P1 – L’Aquila. Palazzo della Camera di Commercio o dei Quattro Cantoni | 351 |
| 7.4.2 | Scheda P2 – L’Aquila. Chiesa di San Silvestro | 363 |
| | Bibliografia e glossario..... | 383 |
| | Bibliografia..... | 385 |
| | Glossario | 387 |

CAPITOLO 1

I Vigili del Fuoco e l'emergenza sismica

1.1 L'organizzazione dei Vigili del Fuoco in emergenza

“Il Corpo nazionale dei vigili del fuoco, è una struttura dello Stato ad ordinamento civile, incardinata nel Ministero dell'interno – Dipartimento dei vigili del fuoco, del soccorso pubblico e della difesa civile, per mezzo del quale il Ministero dell'interno assicura, anche per la difesa civile, il servizio di soccorso pubblico e di prevenzione ed estinzione degli incendi su tutto il territorio nazionale, nonché lo svolgimento delle altre attività assegnate al Corpo nazionale dalle leggi e dai regolamenti, secondo quanto previsto nel presente decreto legislativo.”¹

Il Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco (CNVVF) ha il compito istituzionale di assicurare gli interventi tecnici caratterizzati dal requisito dell'immediatezza della prestazione, per i quali siano richieste professionalità tecniche anche ad alto contenuto specialistico ed idonee risorse strumentali al fine di salvaguardare l'incolumità delle persone e l'integrità dei beni.

Fra gli interventi tecnici di soccorso pubblico del Corpo Nazionale sono compresi:

- a) l'opera tecnica di soccorso in occasione di incendi, di incontrollati rilasci di energia, di improvviso o minacciante crollo strutturale, di frane, di piene, di alluvioni o di altra pubblica calamità;
- b) l'opera tecnica di contrasto dei rischi derivanti dall'impiego dell'energia nucleare e dall'uso di sostanze batteriologiche, chimiche e radiologiche.

Tali interventi tecnici di soccorso pubblico del Corpo Nazionale si limitano ai compiti di carattere strettamente urgente e cessano al venir meno della effettiva necessità.

In caso di eventi di protezione civile, il Corpo Nazionale opera quale componente fondamentale del Servizio Nazionale della Protezione Civile² e assicura, nell'ambito delle proprie competenze tecniche, la direzione degli interventi tecnici di primo soccorso nel rispetto dei livelli di coordinamento previsti dalla vigente legislazione.

Con l'attuale distribuzione territoriale, il CNVVF ha una organizzazione capillare presente in ogni provincia d'Italia, con 377 distaccamenti permanenti e 219 sedi di distaccamenti gestiti da personale volontario. A seconda della complessità dello scenario incidentale, la sala operativa, il funzionario di turno o il Comandante Provinciale assicurano il coordinamento e l'organizzazione dell'intervento. In caso di calamità il CNVVF, tramite l'attivazione da parte della Direzione Regionale dei VVF interessata dall'evento, il Centro Operativo Nazionale VVF, allerta le Colonne Mobili Regionali (CMR) per farle confluire verso la zona interessata dall'evento. Ogni CMR è costituita da più sezioni operative che vengono integrate, a seconda

¹ Dal decreto legislativo 8 marzo 2006, n. 139 – Riassetto delle disposizioni relative alle funzioni ed ai compiti del Corpo nazionale dei vigili del fuoco, a norma dell'articolo 11 della legge 29 luglio 2003, n. 229 (GU n. 80 del 5 aprile 2006 - Suppl. Ordinario n.83).

² Ai sensi dell'articolo 11 della legge 24 febbraio 1992, n. 225.

della dimensione e della tipologia dello scenario, da unità specialistiche, da supporti logistici e da mezzi speciali.

A seconda dell'estensione della calamità (comunale, intercomunale, provinciale o nazionale) il modello integrato nazionale prevede diversi livelli di coordinamento: COC = Centro Operativo Comunale, COM = Centro Operativo Misto, CCS = Centro Coordinamento Soccorsi, DICOMAC = Direzione Comando e Controllo.

In questo modello di Protezione Civile integrato, il CNVVF è coinvolto non solo negli interventi di soccorso d'emergenza e di assistenza alle popolazioni colpite, ma anche nella gestione delle precitate strutture di coordinamento: locali, provinciali, regionali e nazionali.

1.2 Il ruolo dei Vigili del Fuoco nell'emergenza post-sisma in Abruzzo³

Alle 3:32:39, ora italiana, del 6 Aprile 2009 un fortissimo terremoto, di magnitudo Richter pari a 5.8, si è avvertito nel territorio della provincia dell'Aquila ed in tutto il centro d'Italia. Molti edifici storici della città dell'Aquila e dei comuni della provincia sono crollati, moltissime le persone che per la paura si sono riversate nelle strade.

Il Direttore Regionale dell'Abruzzo, in qualità di Comandante della Colonna Mobile Regionale, responsabile dell'intervento tecnico urgente del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco del territorio coinvolto dal sisma, ha attivato immediatamente la Centrale Operativa della Direzione Regionale Abruzzo e tutte le sezioni operative regionali nell'ambito delle proprie competenze.

Il Centro Operativo Nazionale del CNVVF del Ministero dell'Interno ha predisposto, in successione, nelle aree colpite dal terremoto, l'invio delle sezioni operative delle regioni Lazio, Umbria, Marche, Campania, Puglia, Piemonte, Veneto, Lombardia, Friuli Venezia Giulia, Liguria, Calabria, Basilicata e di due Colonne Mobili complete delle Regioni Toscana ed Emilia Romagna. Unitamente alle sezioni operative sono state fatte affluire le Unità di Crisi Locale (UCL) per il coordinamento delle operazioni ed i mezzi speciali quali autoscale, piattaforme tridimensionali, autogru, mezzi movimento terra, completi di carri faro, per proseguire le operazioni di soccorso nella notte.

Il dispositivo di soccorso posto in atto è stato via via incrementato, raggiungendo in breve tempo un dispiegamento sul campo di 168 sezioni operative di Vigili del Fuoco, per un totale di 2.700 uomini, 190 funzionari tecnici di cui 100 specializzati in verifiche di stabilità delle strutture, 16 squadre specializzate in tecniche SAF (Speleo-Alpine-Fluviali) per interventi su edifici dissestati, 6 squadre specializzate

³ A cura dell'ing. Dante Ambrosini, già direttore Regionale dell'Abruzzo.

per la ricerca di persone sotto le macerie (*Urban & Search Rescue*), 48 unità cinofile, 1.200 mezzi, 4 elicotteri.

Fin dall'inizio si è dovuto fronteggiare, insieme alle altre componenti della Protezione Civile, una tragedia immane, che ha richiesto un impegno straordinario da parte di tutti. Una frenetica corsa contro il tempo dove i Vigili del Fuoco hanno operato incessantemente con professionalità, abnegazione, spirito di sacrificio e sprezzo del pericolo, assicurando, ovunque necessario, la loro presenza, effettuando numerosi salvataggi di persone coinvolte nei crolli dei fabbricati ed estraendo dalle macerie, purtroppo, anche molti corpi senza vita.

Questa prima fase di soccorso tecnico urgente alle persone è terminata il giorno 11 aprile, in un fabbricato sito all'Aquila in via XX Settembre, quando veniva estratto dalle macerie il corpo, purtroppo senza vita, dell'ultimo cittadino aquilano che figurava fra i dispersi. Il bilancio finale, nonostante il disperato impegno di tutti, è stato comunque molto pesante. Le vittime del terremoto sono state 308, alcune delle quali decedute in ospedale a seguito dei gravi traumi riportati. A loro e al Capo Squadra Marco Cavagna, del Comando Provinciale VVF di Bergamo, deceduto durante le operazioni di soccorso, va il nostro riverente e commosso pensiero.

Il 12 aprile è cominciata, quindi, la seconda fase, caratterizzata in particolare dall'attività messa in atto dai Vigili del Fuoco per il recupero dei beni dei cittadini, per la messa in sicurezza degli edifici recuperabili e per la demolizione di quelli in situazione di incombente pericolo di crollo. Al 28 febbraio 2010 il numero totale degli interventi effettuati dai Vigili del Fuoco ammontava a 216.000. Fra questi, oltre a quelli fondamentali di soccorso alle persone, numerosi ed importanti sono stati gli interventi effettuati in collaborazione con il Ministero per i Beni e le Attività Culturali, per il recupero e la messa in sicurezza dell'inestimabile patrimonio storico, artistico e culturale dell'Aquila e provincia, gravemente danneggiato. Il sisma ha colpito in particolare le chiese e altri edifici monumentali, fra i quali giova ricordare le chiese di San Bernardino e delle Anime Sante, la Basilica di Collemaggio ed il Forte Spagnolo.

Il continuo ed impegnativo lavoro in favore delle popolazioni colpite dal sisma del 6 aprile 2009 per tutti gli appartenenti al Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco è motivo di grande soddisfazione e di orgoglio di appartenenza. Gli unanimi attestati di stima e di gratitudine espressi in ogni occasione da tutte le istituzioni e da tutti i cittadini italiani hanno avuto il massimo riconoscimento da parte del Presidente della Repubblica, On. Giorgio Napolitano, con la concessione della medaglia d'oro al Valor Civile alla bandiera del Corpo. Cerimonia di consegna che è avvenuta in forma solenne in occasione della Festa Nazionale dei Vigili del Fuoco che si è tenuta per la prima volta al Quirinale il 30 settembre 2009.

1.3 I compiti e le funzioni del Nucleo di Coordinamento delle Opere Provvisionali

Nell'ambito delle attività connesse alla gestione dell'emergenza post-sisma nell'area colpita dal terremoto dell'Aquila, con provvedimento del 17.04.2009 a firma del Capo del Corpo Nazionale, è stato istituito il Nucleo per il Coordinamento delle Opere Provvisionali. A tale Nucleo è stato affidato il compito di garantire l'uniformità nella realizzazione delle opere provvisionali effettuate dai Vigili del Fuoco e monitorarne lo stato di avanzamento, in sinergia con gli enti del sistema di Protezione Civile nazionale.

La struttura ha svolto diverse attività funzionali al raggiungimento degli obiettivi prefissati e segnatamente:

1. elaborazione di procedure tecnico-organizzative per la gestione degli interventi da parte del Nucleo nello specifico contesto operativo emergenziale, sviluppando intese e collaborazioni con gli organismi esterni ai Vigili del Fuoco (DICOMAC, COM, MiBAC, Università, Comunità scientifica, Enti Locali, ecc.);
2. elaborazione di standard progettuali e soluzioni tipo per opere provvisionali;
3. attività di consulenza tecnica, informazione e formazione del personale per l'effettuazione di lavori di particolare complessità;
4. monitoraggio degli interventi riguardanti la realizzazione di opere provvisionali attraverso l'acquisizione e la gestione dei relativi dati.

1.3.1 Le procedure

La prima tra le più importanti procedure elaborate ha previsto la verifica preventiva di fattibilità delle opere più rilevanti: tutti i progetti proposti sono stati attentamente esaminati e "processati" al fine di accertarne l'efficacia in termini di raggiungimento degli obiettivi previsti per le opere provvisionali, nonché la possibilità di essere realizzati con squadre e mezzi dei Vigili del Fuoco. Sin dalla costituzione del Nucleo si sono svolte riunioni quotidiane nelle quali, dopo un proficuo confronto tra tecnici di diverse amministrazioni (oltre ai VVF, il Ministero per i Beni e le Attività Culturali, le Università, il CNR, i Comuni ecc.) sono state condivise le migliori soluzioni progettuali possibili (a volte ripensando in tutto od in parte gli elaborati originariamente proposti), la cui fattibilità veniva confermata "in loco" in via speditiva, da apposite commissioni congiunte. Tali incontri hanno rappresentato un momento fondamentale di crescita per tutte le amministrazioni coinvolte, che hanno potuto reciprocamente giovare dell'apporto tecnico di funzionari con specializzazioni diverse e certamente complementari tra loro.

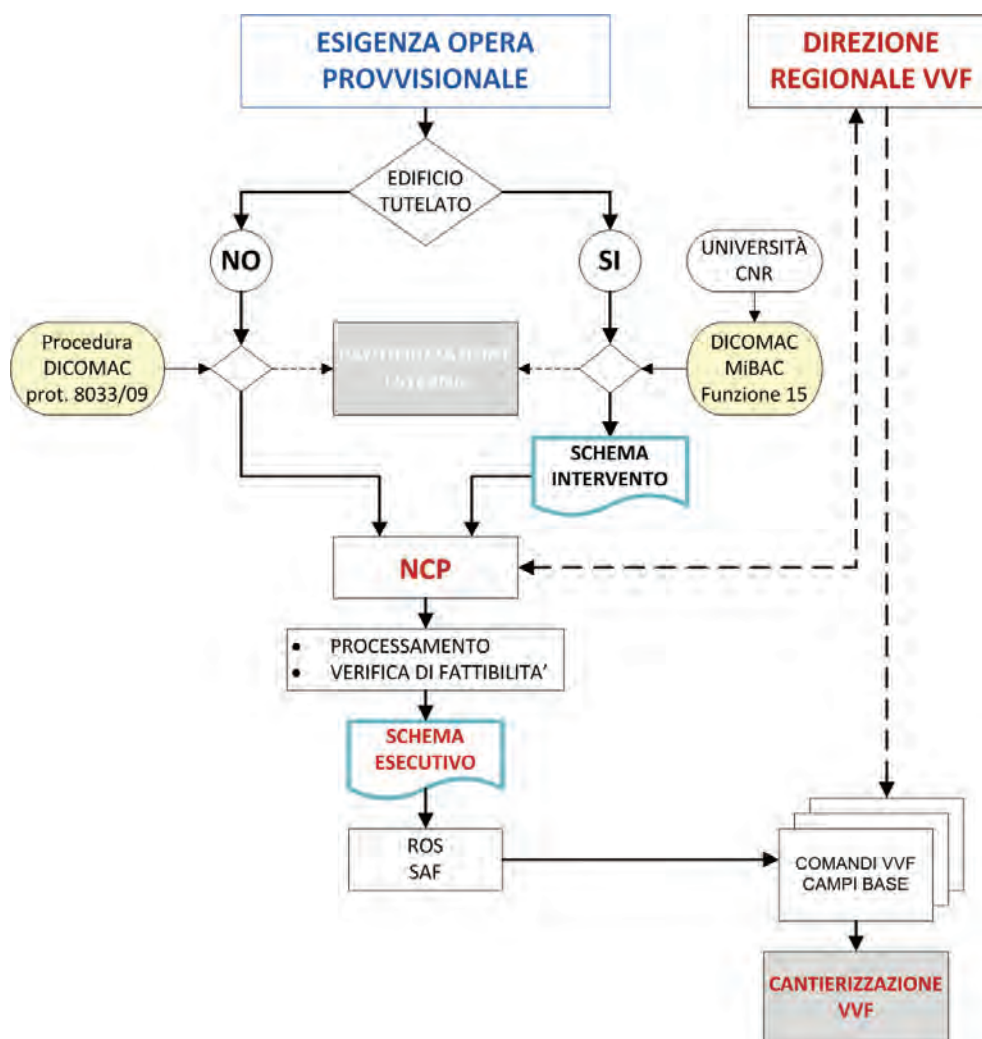


Figura 1.1 Schema a blocchi del “processamento” dell’intervento NCP.

Sono inoltre state predisposte:

- procedure organizzative per:
 - l’organizzazione del Servizio e delle funzioni (DTS, ROS, SAF, ecc.);
 - gli acquisti dei materiali;
 - la divulgazione delle statistiche;
 - le procedure per la gestione delle commesse;
 - la procedura standard per la copertura degli edifici con l’impiego di teli antistrappo occhiellati.
- procedure di sicurezza per:
 - l’utilizzo di attrezzature, mezzi privati con o senza operatore (noleggio a freddo/a caldo);

- la realizzazione di opere provvisionali e demolizioni per la messa in sicurezza degli edifici in fase di emergenza sismica;
- interventi particolari, quali, ad esempio, il posizionamento del telaio in acciaio denominato “polipo” e della copertura nella chiesa di Santa Maria del Suffragio detta anche delle Anime Sante all’Aquila.
- procedure tecnico-organizzative per:
 - la gestione degli interventi nello specifico contesto operativo emergenziale (operazioni in quota e/o a terra);
 - la gestione delle interferenze tra i vari soggetti in concorso sull’intervento (VVF – SAF – ditte private, tecnici MiBAC, operatori di mezzi di sollevamento);
 - l’attività di consulenza tecnica, informazione e formazione del personale per l’effettuazione di lavori di particolare complessità;
 - il monitoraggio degli interventi riguardanti la realizzazione di opere provvisionali attraverso l’acquisizione e gestione dei relativi dati per garantire la continuità operativa e la raccolta e archiviazione della documentazione;
 - la necessità di ricondurre gli interventi di ordine “cantieristico” in un modello operativo in linea con le procedure operative standard del soccorso tecnico urgente dei VVF;
 - l’elaborazione di standard progettuali e soluzioni tipo per le opere provvisionali;
 - la semplificazione della realizzazione delle opere provvisionali secondo standard che non necessitano del processamento diretto da parte del NCP.

L’organizzazione e la gestione degli interventi NCP sono state attuate in base a:

- il sistema di Comando dell’Intervento - *Incident Command System* (ICS) - coordinato da un dirigente (o da un funzionario facente funzione di dirigente) con un’organizzazione operativa strutturata in Segreteria tecnica (Programmazione) e Segreteria Amministrativa unitamente a 4-5 Direttori Tecnici del Soccorso (Pianificazione). Ogni singolo intervento è stato seguito da un Responsabile Operativo del Soccorso;
- le procedure Operative Standard ordinarie VVF nella configurazione tipica del soccorso tecnico urgente;
- le procedure ordinarie dei nuclei specialistici (SAF, Mezzi Speciali, CMR, NBCR, ...);
- l’integrazione con procedure *ad hoc* rispondenti allo scenario tipico dell’evento sismico.

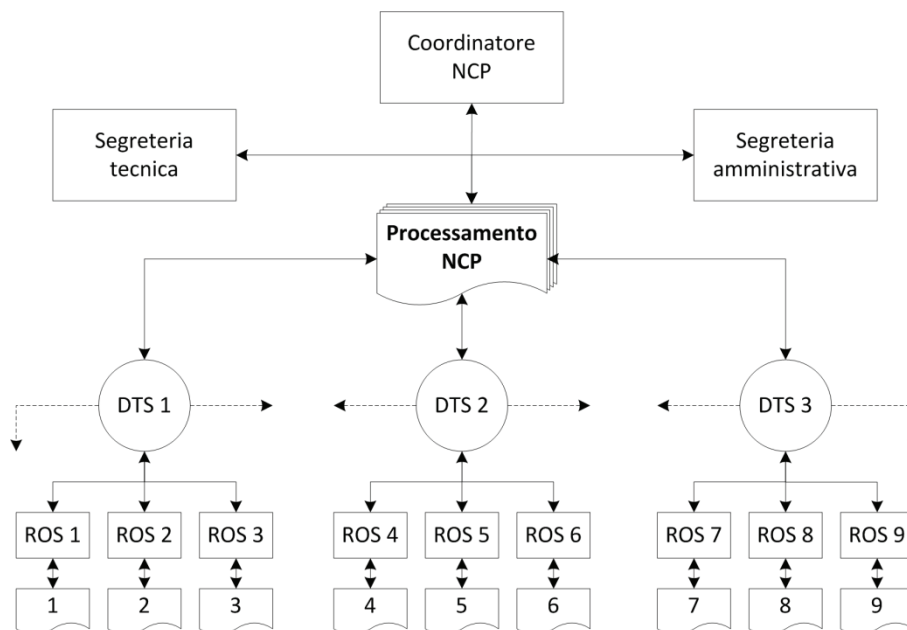


Figura 1.2 Organizzazione NCP.

1.3.2 La consulenza tecnica

Oltre alla diretta partecipazione alla progettazione ed alla verifica di fattibilità degli interventi più complessi, il personale del Nucleo NCP ha fornito numerosi contributi dal punto di vista tecnico-specialistico.

In particolare il Nucleo ha collaborato allo studio ed alla risoluzione di problematiche legate ad interventi di particolare complessità o finalizzati al rapido ripristino della viabilità pregiudicata da edifici pericolanti. Si ricordano ad esempio l'elaborazione del Piano di Sicurezza per l'intervento nella chiesa delle Anime Sante all'Aquila e la realizzazione del puntellamento con tubolari in acciaio del palazzo della Provincia nei "Quattro Cantoni" per il ripristino della viabilità principale in occasione del vertice internazionale "G8" e di alcuni edifici in via XX Settembre per il ripristino della viabilità in occasione dell'apertura delle scuole.

L'attività del nucleo si è progressivamente consolidata fino a diventare un punto di riferimento per la risoluzione delle problematiche tecniche più complesse e per le quali era necessario garantire una continua ed uniforme azione nel lungo periodo.

1.3.3 Il monitoraggio delle attività e la gestione dei dati

L'organico del Nucleo, a regime, era costituito da un dirigente (o da un funzionario facente funzione di dirigente), da un funzionario addetto alla segreteria tecnica, da un addetto alla segreteria amministrativa e da al massimo cinque funzionari in staff che hanno coordinato, d'intesa con vari funzionari ROS, la progettazione e l'esecuzione delle opere provvisionali in tutto il cratere; il Nucleo si è avvalso della preziosa collaborazione di docenti universitari esperti in materia.

La segreteria amministrativa ha avuto il compito di gestire ogni comunicazione esterna e il turnover del personale tecnico con le necessarie autorizzazioni. La segreteria tecnica ha gestito:

- il registro generale degli interventi;
- il giornale dei lavori;
- la modulistica tecnica;
- le procedure tecniche di sicurezza.

Particolarmente importante è stata la tenuta di un efficace archivio informatizzato, in cui sono state riportate ed aggiornate tutte le fasi progettuali ed esecutive degli interventi seguiti dal Nucleo, ivi compresa un'accurata documentazione video e fotografica.

Dal 17 aprile 2009 al 7 giugno 2010, il Nucleo ha partecipato alla valutazione di circa 500 opere provvisionali, gestendo la realizzazione di 358 interventi.

1.3.4 Le cartografie nell'emergenza sismica

Nel corso dell'emergenza sismica sono state realizzate diverse mappature del territorio aquilano ed in particolare del centro storico del capoluogo, costantemente aggiornate con il procedere delle operazioni di soccorso e con l'evoluzione degli scenari e degli obiettivi operativi.

Per tale ragione si è reso necessario poter immediatamente disporre di adeguati supporti cartografici contenenti informazioni utili a pianificare le attività più rilevanti e a stabilirne le priorità, anche al fine di razionalizzare l'impiego delle risorse umane, logistiche e strumentali a disposizione.

1.3.4.1 Cartografie generali del territorio

Il gruppo TAS (Topografia Applicata al Soccorso) del CNVVF sin dalle prime fasi operative presso la Direzione Comando e Controllo, ha elaborato e diffuso diverse cartografie dell'area del cratere con la rappresentazione della viabilità principale e secondaria nonché l'ubicazione dei più significativi presidi caratteristici dell'emergenza, quali i Campi Base dei Vigili del Fuoco, i Centri Operativi Misti con le aree operative di rispettiva competenza, le aree di ricovero per la popolazione. Tali riferimenti sono stati particolarmente utili per le operazioni di soccorso, agevolando l'orientamento di tutti gli operatori intervenuti, la gran parte dei quali non aveva una conoscenza diretta del territorio nel quale operava.

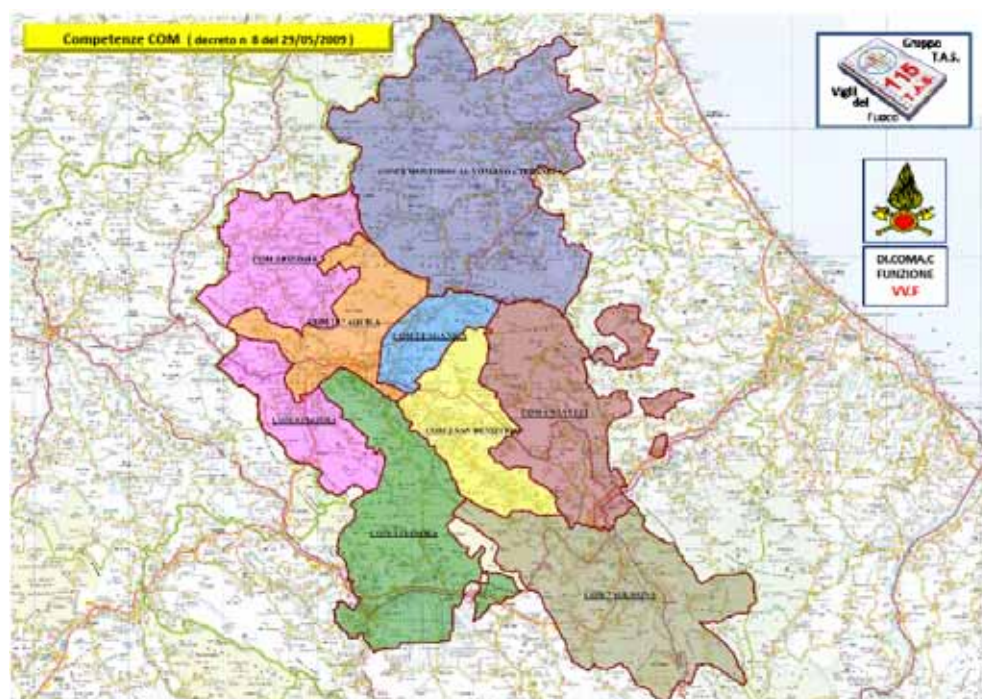


Figura 1.3 Aree di competenza dei Centri Operativi Misti.

1.3.4.2 L'individuazione dei beni tutelati e degli immobili indisponibili

Nel centro storico dell'Aquila è stato necessario operare una prima fondamentale distinzione, individuando, nell'ambito dell'intero patrimonio edilizio, gli edifici ed i beni soggetti a tutela da parte del Ministero per i Beni e le Attività Culturali.

Ciò, insieme ai rilievi di agibilità sugli edifici, ha permesso di redigere un quadro generale dei danni e di stabilire le azioni prioritarie da attuare; tali operazioni si sono rivelate particolarmente utili per la definizione delle azioni sinergiche tra MiBAC e Nucleo NCP per la realizzazione delle opere provvisionali.

In alcune cartografie si sono evidenziate altresì le aree e gli immobili sotto sequestro, e quindi indisponibili, per consentire gli accertamenti di competenza da parte della Autorità Giudiziaria, anche allo scopo di evitare improprie interferenze con l'attività investigativa.

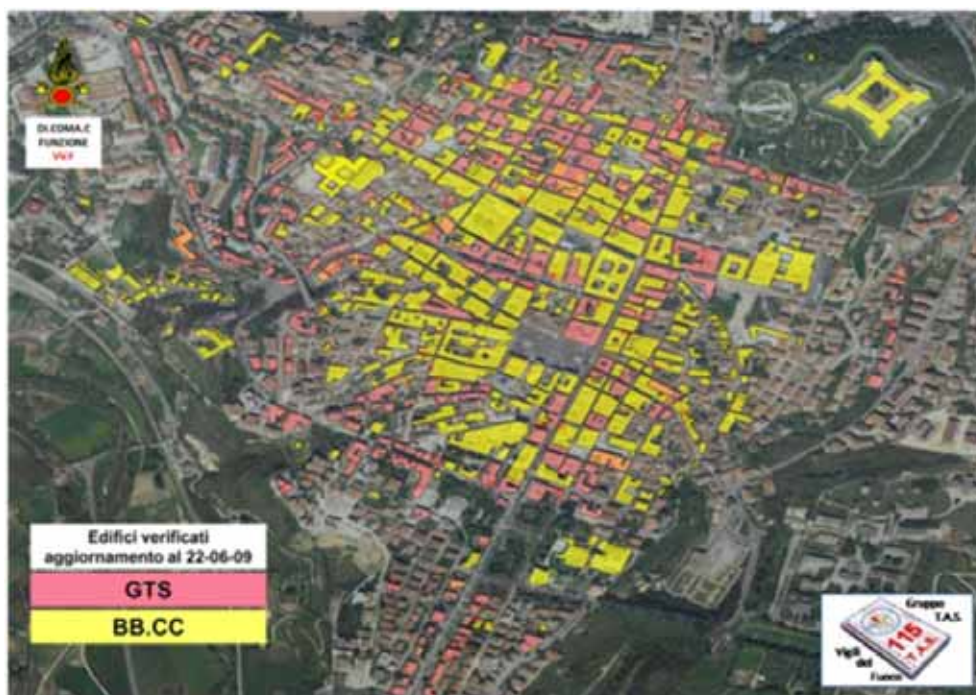


Figura 1.4 Centro storico dell'Aquila. Edifici verificati dalle squadre dei Beni Culturali e dai Gruppi Tecnici di Supporto (GTS).

1.3.4.3 Viabilità

Una priorità immediata è stata la riapertura dei principali assi viari del centro storico dell'Aquila, che era stato classificato da subito e per intero come "zona rossa", ovvero con la totalità degli edifici al suo interno dichiarati inagibili, per consentire il transito degli automezzi di soccorso.

A tal fine il gruppo TAS ha elaborato una prima mappatura riguardante essenzialmente gli aspetti di percorribilità ed accessibilità delle strade distinguendo, con diverse colorazioni, le vie:

- aperte alla circolazione;
- percorribili solo da parte di mezzi VVF;
- percorribili solo da mezzi autorizzati con scorta VVF;
- accessibili solo da squadre operative VVF.

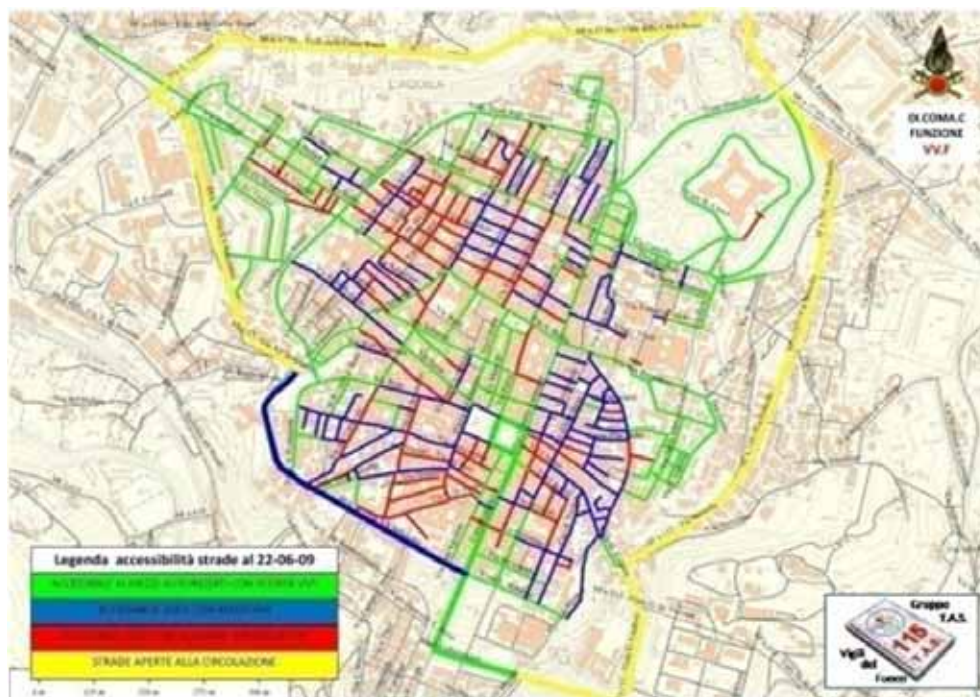


Figura 1.5 Mappatura di percorribilità stradale all'interno del centro storico dell'Aquila.

L'Ufficio del Vice Commissario delegato per la messa in sicurezza degli edifici pubblici e privati, istituito a metà luglio 2009 ai sensi dell'art. 11 O.P.C.M. 3763/2009, ha delimitato le zone rosse dei centri colpiti e in particolare del centro storico dell'Aquila, al fine di:

- evidenziare i danni riportati dai singoli edifici classificati in relazione agli esiti delle verifiche di stabilità effettuate dalle commissioni congiunte incaricate (Beni Culturali, Gruppi Tecnici di Supporto GTS, ecc.).
- agevolare gli interventi dei soccorritori, con l'accompagnamento di numerosi civili nelle zone rosse per il recupero dei beni personali;
- consentire l'accesso ai mezzi delle ditte private nei cantieri per la ricostruzione;
- ripristinare gradualmente la viabilità per il ritorno alle condizioni di normalità della vita sociale della città.

I dati venivano forniti ed aggiornati da un'apposita commissione (composta da rappresentanti del locale Comando Provinciale dei Vigili del Fuoco, Prefettura, Questura e Comune), incaricata della continua ripermetrazione della zona rossa in base alla più precisa definizione dei danni risultanti dalle verifiche.

Dal mese di agosto, la zona rossa è stata delimitata in modo completo, riportando nelle mappe sia le aree interdette alla circolazione che quelle sicure aperte alla cittadinanza.

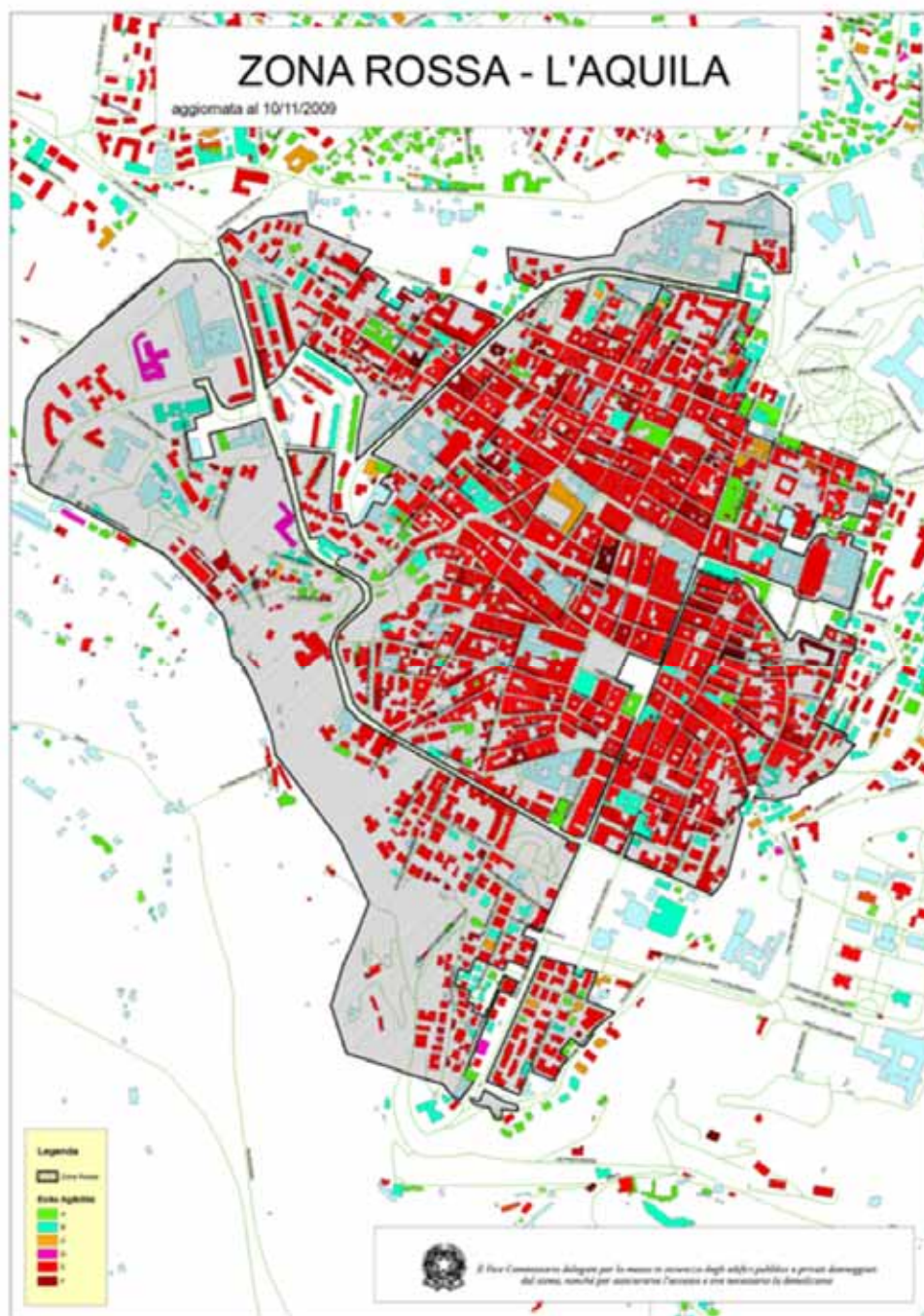


Figura 1.6 Mappatura di agibilità nella “zona rossa” del centro storico dell’Aquila.

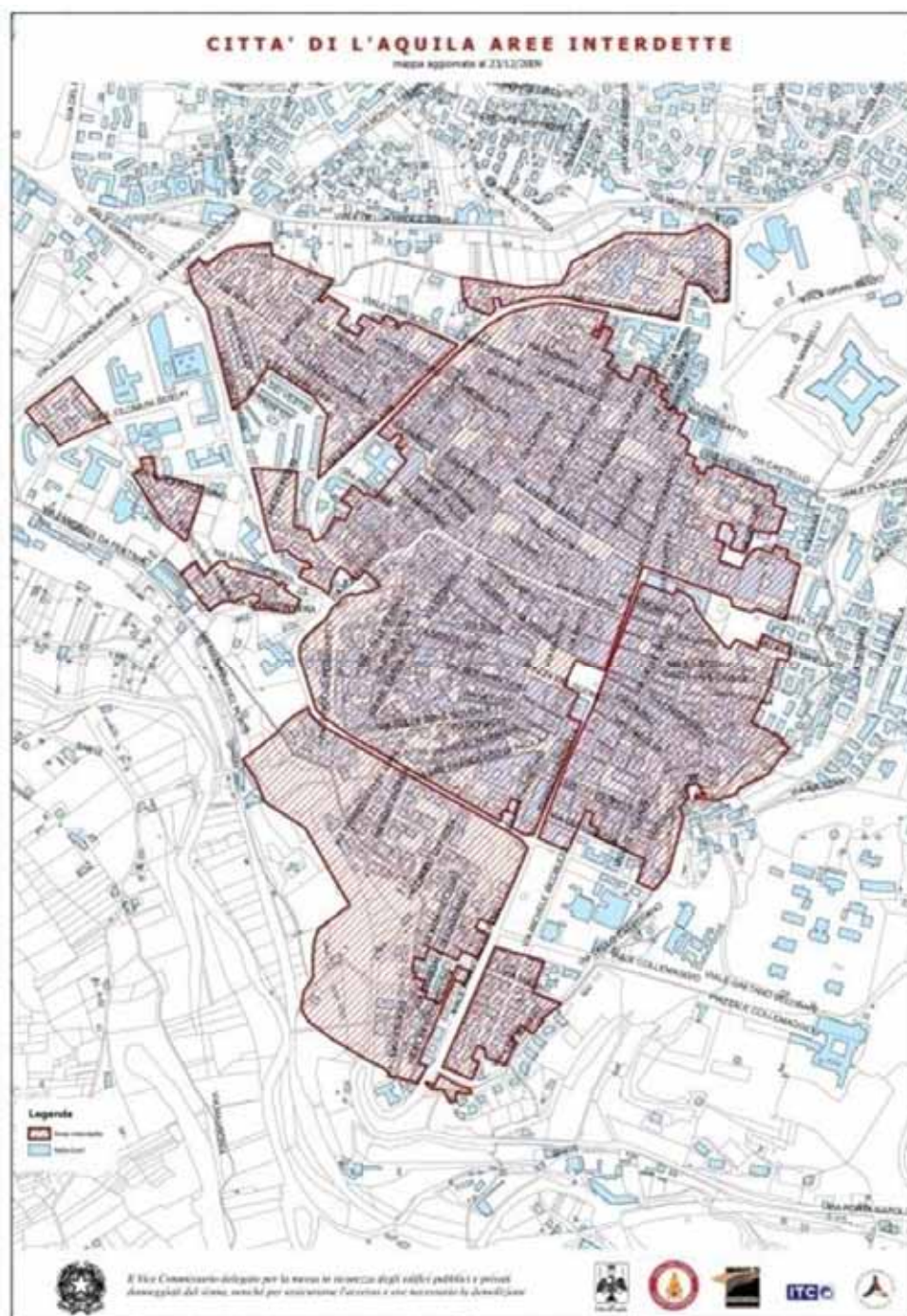


Figura 1.7 Perimetrazione delle zone interdette alla circolazione nel centro storico dell'Aquila.

1.3.5 Il “Vademecum STOP”

Un'azione di particolare rilievo tecnico-scientifico è stata l'elaborazione di un Vademecum di schede tecniche riguardanti le soluzioni progettuali delle opere provvisionali più ricorrenti per la messa in sicurezza dei manufatti danneggiati, quali puntelli di ritegno e di sostegno, tirantature, cerchiature, ecc., compresi i relativi particolari costruttivi (connessioni tra gli elementi, vincoli, nodi, ecc.).

Nella redazione delle schede del Vademecum sono stati presi come riferimento tecnico-scientifico sia il *Manuale delle Opere Provvisionali Urgenti Post-Sisma OPUS* (Dolce et al., 2006) realizzato dal Servizio Sismico Nazionale e dall'Università degli Studi della Basilicata, che altre pubblicazioni nazionali ed internazionali.

Le schede hanno rappresentato un utile, ma non vincolante, riferimento tecnico per ottenere rapidamente soluzioni pre-dimensionate sicure e standardizzate, attraverso la consultazione di abachi e tabelle che hanno reso agevole e pratico il dimensionamento sul campo delle strutture da parte delle squadre dei Vigili del Fuoco nella fase dell'emergenza post-sismica.

Gli schemi e gli abachi, basati su presupposti tecnici rigorosi, hanno messo a frutto l'ingentissima e preziosa esperienza dei Vigili del Fuoco, acquisita sia in occasione del sisma d'Abruzzo che nelle passate calamità, attraverso un meccanismo del tipo “*work in progress*”.

Nella redazione dei calcoli per il dimensionamento degli elementi strutturali da impiegare nell'esecuzione delle opere provvisionali si sono fatte delle semplificazioni a favore di sicurezza, per fornire abachi di semplice consultazione, senza formule, che riportano le soluzioni standard realizzabili con elementi facilmente reperibili sul mercato.

Le schede sono state suddivise in diverse sezioni nelle quali sono stati riportati sinteticamente gli aspetti essenziali che orientano la scelta progettuale:

- tipologia di struttura danneggiata e meccanismo di collasso in atto, per contrastare il quale l'opera si rende necessaria;
- indicazioni generali e schemi per dimensionare gli elementi principali e secondari;
- evidenziazione delle criticità, con indicazioni esecutive e particolari costruttivi per la loro gestione;
- istruzioni per l'uso di ciascuna scheda.

Consultando le schede e le istruzioni allegate, i responsabili delle operazioni di soccorso dei Vigili del Fuoco (ROS) hanno potuto immediatamente dimensionare i vari elementi dell'opera, individuare il materiale necessario ed iniziare i lavori dopo l'approvvigionamento del materiale stesso.

Le schede hanno riscosso un notevole gradimento da parte di numerosi operatori dei Vigili del Fuoco, ma anche da professionisti e ditte private, quale agevole strumento per eseguire le opere provvisionali in emergenza superando l'onere, spesso insormontabile per ragioni di tempo e di economicità, della progettazione tradizionale attraverso laboriosi calcoli. La possibilità di velocizzare il computo a

più d'opera del materiale necessario alla realizzazione ha reso altresì più efficace e standardizzabile il reperimento del materiale, velocizzando il processo complessivo di messa in sicurezza.

1.4 Il raccordo con gli altri soggetti della Protezione Civile

L'emergenza sisma Abruzzo è stata gestita dal Dipartimento di Protezione Civile con l'applicazione del modello organizzativo denominato "Metodo Augustus" che prevede l'attivazione di un sistema di Comando e Controllo flessibile in relazione al tipo di emergenza ed al territorio coinvolto. È stato attivato immediatamente l'EMER.COM Comitato Operativo per l'Emergenza, un organo collegiale interdisciplinare, nazionale, costituito dai vertici delle Amministrazioni nazionali e locali deputate alla gestione dell'emergenza, che ha assicurato la direzione unitaria dell'intervento.

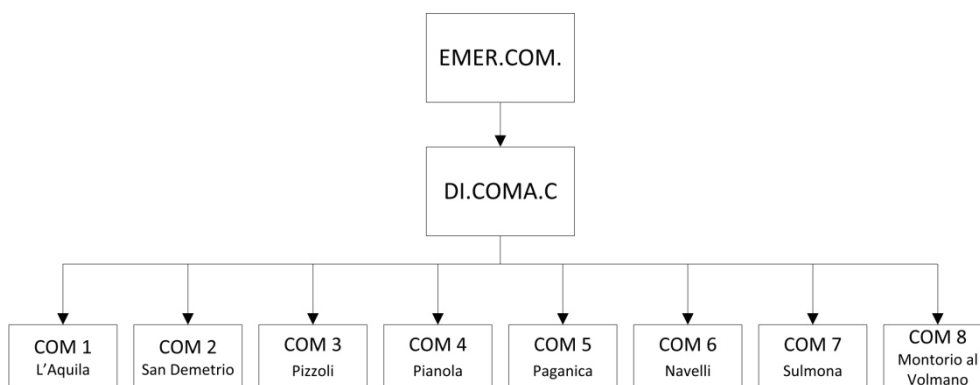


Figura 1.8 Schema del modello organizzativo.

La funzione DICOMAC, Direzione di Comando e Controllo, è stata caratterizzata dal contatto diretto tra i responsabili di tutti gli Enti coinvolti nella gestione dell'emergenza, esercitandone il coordinamento. Tale organizzazione ha alleggerito gli iter burocratici a vantaggio della rapidità dei processi decisionali e quindi dell'efficienza e dell'efficacia degli interventi.

Le funzioni di supporto del "Metodo Augustus" adottate sono le seguenti:

- tecnica di valutazione e censimento dei danni;
- sanità, assistenza sociale e veterinaria;
- volontariato;
- strutture operative / viabilità;
- logistica materiali e mezzi;
- coordinamento concorso delle Regioni;

- telecomunicazioni e supporto informatico;
- servizi essenziali;
- mass media e informazione;
- salvaguardia beni culturali;
- supporto giuridico/amministrativo;
- infrastrutture e strutture post-emergenziali;
- coordinamento enti locali;
- relazioni internazionali;
- assistenza alla popolazione, scuola, università;
- tutela ambientale;
- comunicazione.

Il COM (Centro Operativo Misto) è stata una struttura operativa decentrata, costituita dai rappresentanti dei comuni e delle strutture operative che hanno svolto la direzione unitaria dei servizi di emergenza e coordinato a livello intercomunale gli interventi dei sindaci dei comuni coinvolti. Nel territorio abruzzese sono stati istituiti 8 Centri Operativi Misti, intercomunali, per la gestione capillare dell'emergenza sul territorio.

In questo articolato sistema di Protezione Civile le esigenze di raccordo tra i vari soggetti sono sorte principalmente per la presenza di un elevato numero di edifici di pregio storico artistico seriamente danneggiati e da una serie di problematiche relative alla riapertura della viabilità nella città dell'Aquila.

Il Ministero per i Beni e le Attività Culturali è stato il soggetto che per primo ha stimolato l'iniziativa di coordinamento, soprattutto in virtù della necessità di dare una risposta immediata agli innumerevoli problemi che caratterizzano il patrimonio culturale in caso di calamità. La risposta doveva rientrare tra gli interventi da effettuarsi nelle condizioni operative del soccorso tecnico urgente, in modo da stabilizzare la situazione fino all'avvio degli interventi definitivi che potevano essere intrapresi solo al termine dell'emergenza.

Inoltre l'articolazione delle funzioni del "Metodo Augustus" ha consentito di veicolare le richieste all'ufficio NCP direttamente dalla DICOMAC o tramite la catena di Comando dei Vigili del Fuoco: Direzione Regionale, Comando Provinciale o Centri Operativi Misti. Anche in questo caso l'esigenza era di rispondere alle istanze provenienti dai Gruppi Tecnici di Supporto (GTS) nei casi di complessità esecutiva a seguito di un'ordinanza sindacale.

Le richieste sono pervenute altresì, dall'ufficio del Vice Commissario delegato alle attività inerenti alla messa in sicurezza degli edifici pubblici e privati danneggiati dagli eventi sismici, così come previsto dall'Ordinanza n. 3763 della PCM del 6 maggio 2009.

**La storia delle opere provvisionali
del Corpo Nazionale VVF**

2.1 Cenni storici

Le prime milizie organizzate per lo spegnimento degli incendi erano già state istituite nel 289 a.C., come riportato negli *“Annales”* di Tacito.

Da allora si sono sempre avute, a fasi alterne, organizzazioni preposte allo spegnimento degli incendi: dai Vigiles dei tempi di Augusto alla Militia Vigilum (33 a.C.); dalle Guardie del Fuoco nel 595, alle dipendenze del re dei Franchi, alle Gilde – associazioni private della fine dell’VIII secolo; dalle Guet e Guet-Royal in Francia del XIII secolo al Corpo della Guardia del Fuoco di Firenze del 1334 e alla Reale Compagnia dei Brentatori del Piemonte del Re Vittorio Amedeo di Savoia.

Napoleone Bonaparte, agli inizi del 1800, riformò il Corpo delle Garde-pompes ed estese la sua organizzazione a tutto l’Impero, compresa l’Italia.

I Pompieri venivano scelti tra artigiani, muratori, fabbri, falegnami, ecc., che non erano solo capaci di spegnere gli incendi, ma erano anche in grado di realizzare opere particolari come le opere provvisionali.

Nella seconda metà del 1800, per volere del Papa Pio IX, il Corpo dei Vigili del Fuoco Vaticani ebbe l’incarico di posizionare una colonna su un basamento con quattro statue, appositamente realizzato a Roma in Piazza di Spagna. I Vigili del Fuoco progettaron e realizzarono una ingegnosa macchina per elevare la colonna e realizzarono una poderosa opera provvisoria a forma di castello intorno alle quattro statue. La colonna servì da piedistallo per la statua della Madonna Immacolata.

Pochi anni dopo due Vigili del Fuoco romani, con l’uso delle scale in dotazione, effettuarono il restauro della sommità del campanile, realizzato nell’XI secolo e alto 90 m, della chiesa di San Mercuriale a Forlì. L’incarico ai Vigili del Fuoco fu dato dal Ministero della Pubblica Istruzione, considerate la pericolosità e l’estrema difficoltà di tale realizzazione che ne avevano determinato il rifiuto all’esecuzione da parte degli imprenditori di opere pubbliche della città e delle province limitrofe.

Esempi di opere provvisionali finalizzate alla messa in sicurezza degli scenari dell’emergenza, soprattutto a seguito di sisma e di crolli, sono rinvenibili nella documentazione storica e fotografica di molti eventi.

“La Casa dell’Oratore ha sofferto moltissimo, e per rendersi alla meglio sicuro ha riparato provvisionalmente con de’ Puntelli”. Questo stralcio di cronaca del terremoto della Valtiberina del 30 settembre 1789, raccontato da un cronista di Citerna, testimonia l’origine antica dei puntelli come intervento provvisoriale per la messa in sicurezza degli edifici danneggiati da un terremoto.

Nello stesso periodo, a Napoli, nacque il Corpo dei Genieri Pompieri.

Altre fonti storiche risalenti a eventi sismici successivi come ad esempio quello di Messina del 1908 (Figura 2.1), di Avezzano del 1915, di Aquilonia e Lacedonia del 1930, del Belice del 1968, confermano i puntelli come unica tipologia d’intervento provvisoriale adottata nell’emergenza sismica. In effetti altre tipologie d’intervento, come i tiranti e le cerchiature d’acciaio, erano già note all’epoca,

tuttavia venivano utilizzate esclusivamente in una fase successiva a quella dell'emergenza, nell'ambito del processo di consolidamento definitivo della struttura, attuato dalle imprese edili. Questo aspetto trova conferma nel fatto che, fino a qualche decina di anni fa, i manuali e le dispense didattiche redatti per la formazione dei Vigili del Fuoco trattavano i puntelli come unica tipologia d'intervento provvisoria nell'emergenza sismica.

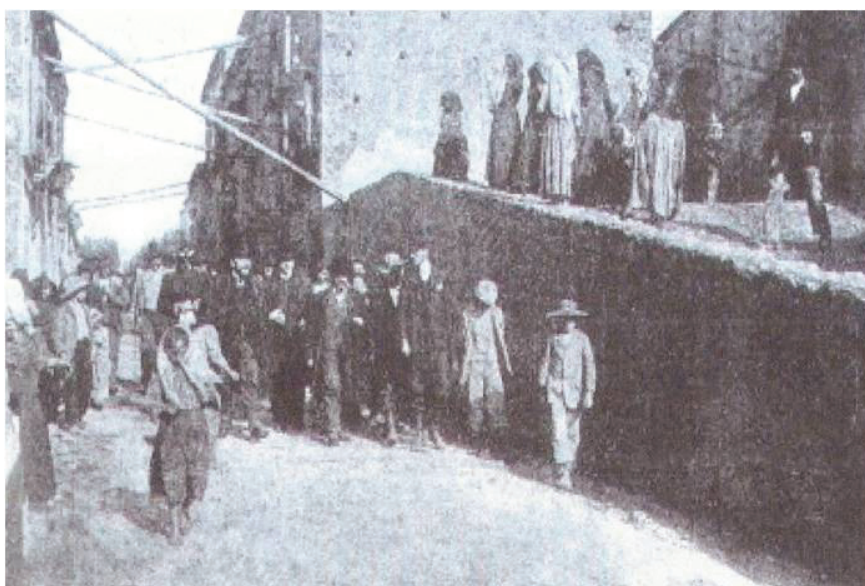


Figura 2.1 Terremoto di Messina e Reggio Calabria del 28 dicembre 1908: puntellamenti.

Una prima pallida innovazione da parte del CNVVF, si ebbe a seguito del terremoto del Friuli del 1976. In quell'occasione alcune squadre di Pompieri, composte in parte da capaci carpentieri, operarono interventi provvisori facendo ricorso a tiranti metallici e travi di legno, quest'ultime con la funzione di elemento di ritegno (Figura 2.2).

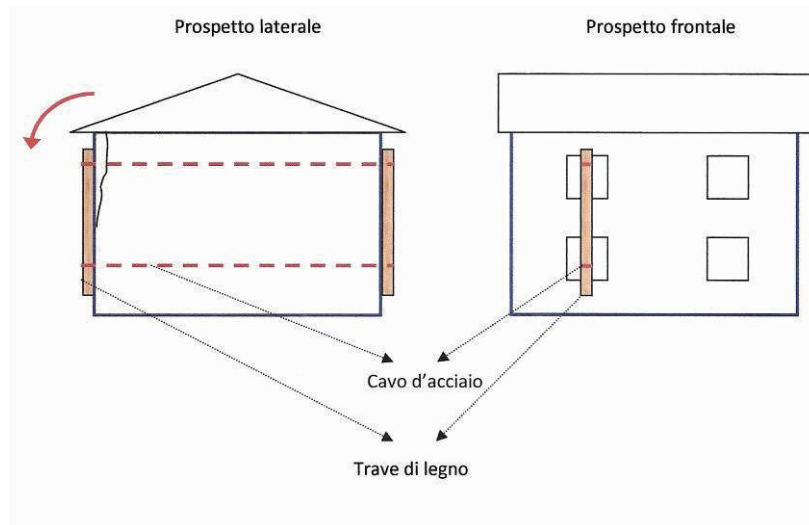


Figura 2.2 Schema di primi interventi provvisori con tiranti realizzati da squadre VVF a Gemona (UD) in occasione del terremoto del 6 maggio 1976 in Friuli.

Tuttavia, il successivo sisma del 23 novembre 1980 che colpì l'Irpinia e la Basilicata non segnò da questo punto di vista una svolta nel campo delle opere di primo intervento; le squadre dei Vigili del Fuoco operarono quasi esclusivamente con i puntelli, che continuarono a realizzare con materiali reperiti sul luogo a causa delle indiscutibili difficoltà di approvvigionamento dall'esterno. Questo aspetto determinò una inevitabile disomogeneità dei puntelli realizzati dalle varie squadre dei Vigili del Fuoco.

Un primo grande passo verso l'utilizzo di tecniche innovative venne compiuto in occasione del terremoto che il 26 settembre 1997 colpì le regioni Umbria e Marche. Fu il primo evento sismico significativo a cui parteciparono i nuclei specialistici VVF-SAF (soccorso Speleo Alpino Fluviale) e furono proprio questi nuclei ad intervenire sulle strutture alte (torri, campanili e ciminiere) utilizzando cavi d'acciaio e fasce in poliestere, di più agevole utilizzo e rapidità di messa in opera, per le cerchiature effettuate in quota con l'ausilio di autoscale e piattaforme in dotazione (Figura 2.3).

Ciò nonostante i puntelli tradizionali di sostegno, ritegno e contrasto, furono ancora una volta realizzati con poca omogeneità e, in alcuni casi, rimasero incompiuti, a causa della scarsità di materia prima e della mancanza di una specifica linea guida, che ha lasciato a ciascuna squadra e ai relativi funzionari la massima libertà nelle scelte progettuali ed esecutive.

Una prima azione in tal senso fu la pubblicazione, da parte dell'Agenzia di Protezione Civile, Servizio Sismico Nazionale, del testo *"Le opere provvisorie nell'emergenza sismica"*, di M. Bellizzi (2000).



Figura 2.3 Intervento provvisorio delle squadre VVF SAF alla torre civica di Foligno (PG) in occasione del terremoto del 26 settembre 1997.

Inoltre furono redatte dal prof. Dolce (del Gruppo Nazionale Difesa dai Terremoti – GNDT) e dall'ing. Di Pasquale (del Servizio Sismico Nazionale) per il Comitato Tecnico Scientifico istituito in occasione del terremoto del Pollino del 9 settembre 1998, le *“Raccomandazioni per le opere di messa in sicurezza”*, particolarmente importanti nel campo del miglioramento delle tecniche d'intervento provvisorio post-sisma.

Tali Raccomandazioni contengono un confronto tra i comportamenti delle puntellature e delle tirantature metalliche sotto l'azione sismica.

Tra le altre cose, nel documento venne sottolineato che i tiranti metallici, a differenza dei puntelli, risultano pienamente efficaci ai fini della resistenza dell'edificio a ulteriori scosse sismiche, permettendo di conseguire, se ben fatti, una sicurezza addirittura superiore a quella della struttura originaria priva di tiranti, grazie alla capacità di questi ultimi di favorire il comportamento scatolare d'insieme dell'organismo strutturale.

Queste raccomandazioni trovarono concorde il CNVVF, tanto è vero che, a distanza di poco tempo, l'ing. Parisi, allora Direttore dell'ISA (Istituto Superiore Antincendi), e l'arch. Martoni, allora funzionario del comando VVF di Milano, elaborarono a fini didattici la Tabella 2.1 per la comparazione tra le caratteristiche comportamentali dei tiranti in acciaio e i puntelli in legno.

Tabella 2.1 Tabella comparativa tra il consolidamento con l'uso di tiranti metallici e quello con l'uso di puntelli in legno.

| Consolidamento con l'uso di tiranti metallici | Consolidamento con l'uso di puntelli in legno |
|---|---|
| Funziona a trazione | Funziona a compressione |
| Non altera le forze del sisma | Raddoppia le forze del sisma ($F_{\text{puntello}} = F_{\text{sisma}} / \sin 30^\circ = 2 F_{\text{sisma}}$) |
| Realizza un vincolo bilaterale | Realizza un vincolo unilaterale |
| Non provoca effetto di martellamento | Provoca effetto di martellamento |
| È calcolabile l'intensità delle forze applicate | Non è calcolabile l'intensità delle forze applicate |
| È economico | Costa mediamente il 300% in più |
| È rapido | È laborioso |
| Non cambia assetto | Può cambiare l'assetto durante il sisma |
| È durevole nel tempo | Si altera nel tempo |

Il documento non contiene però soluzioni né tabelle per il dimensionamento delle diverse tipologie di opere provvisionali.

Successivamente lo stesso prof. Dolce, per conto dell'Università degli Studi della Basilicata, pubblicò il manuale OPUS, presentato ufficialmente nell'anno 2006 (si veda Dolce et al., 2006).

Il documento costituisce un riferimento, di indiscussa validità, per la realizzazione di opere provvisionali, completo di soluzioni e di tabelle per il dimensionamento delle diverse tipologie di opere previste.

Nel 2003 la Direzione Regionale VVF Piemonte costituì il Gruppo Opere Provvisionali (GOP) del Piemonte coordinato dall'arch. Sasso, già vice Comandante ad Asti, che produsse un manuale per le opere provvisionali più semplici, completo di tecniche SAF e di indicazioni sui criteri di calcolo. Nello stesso anno, a seguito del terremoto verificatosi nella provincia di Alessandria, che colpì in particolare il Comune di Novi Ligure e alcuni paesi del circondario, la Direzione Regionale VVF Piemonte costituì un gruppo di lavoro misto con i Comandi di Alessandria e Asti che, in collaborazione con le Università di Torino e di Genova, procedette al monitoraggio e al rilevamento dei danni su una struttura pregevole per arte e storia nel Comune di Gavi.

Nel 2007 la Direzione Centrale per la Formazione del CNVVF, con a capo l'ing. Basti, incaricò un gruppo di lavoro VVF per l'elaborazione di una nuova dispensa in materia di costruzioni, dissesti statici e opere provvisionali. Il gruppo di lavoro elaborò un documento completo che, per la prima volta, aveva previsto di riservare una parte del corso all'apprendimento delle manualità applicate alle soluzioni teoriche prescelte nella realizzazione dei puntelli.

La naturale conseguenza di questo lavoro è stata l'istituzione di corsi di formazione per il personale permanente, già in servizio presso diversi Comandi dei

Vigili del Fuoco sul territorio nazionale, progettati specificamente all'insegna del nuovo modulo didattico, che ha riscosso un generale apprezzamento per la nuova metodologia di insegnamento.

Detta attività si è rivelata molto efficace per la realizzazione delle opere provvisorie necessarie alla messa in sicurezza delle costruzioni a seguito del terremoto dell'Aquila del 6 aprile 2009, poiché il personale che aveva frequentato i corsi ha realizzato le opere provvisorie con maggiori competenza e celerità, rispetto al rimanente personale che non aveva frequentato gli stessi corsi e che comunque, per esigenze del soccorso tecnico urgente, è stato chiamato a realizzare le stesse tipologie di opere.

Mancava tuttavia una trattazione sistematica di standardizzazione e di supporto operativo sul campo.

A seguito del terremoto dell'Aquila, il Direttore Centrale per l'Emergenza del CNVVF, memore del lavoro svolto alla Direzione Centrale Formazione e per dare continuità allo stesso nello scenario emergenziale, ha proposto al Capo del CNVVF di costituire, presso la Direzione Regionale VVF dell'Abruzzo, il Nucleo Coordinamento delle Opere Provvisorie (NCP) con l'incarico di garantire l'uniformità nella realizzazione degli interventi provvisorie effettuati dai Vigili del Fuoco e monitorarne lo stato d'avanzamento. L'incarico di organizzare il Nucleo è stato affidato a tre dirigenti del CNVVF, ingegneri Cavriani, Mannino e Munaro, che a rotazione hanno diretto e coordinato l'attività del Nucleo stesso dai primi giorni dopo l'evento sismico coadiuvati da altri dirigenti e funzionari del Corpo Nazionale.




Il Nucleo si è avvalso del supporto scientifico del prof. Grimaz dell'Università di Udine che ha ideato e messo a punto, anche operando sul campo, gli strumenti tecnico-scientifici per la realizzazione degli interventi, coordinando uno specifico gruppo di lavoro.

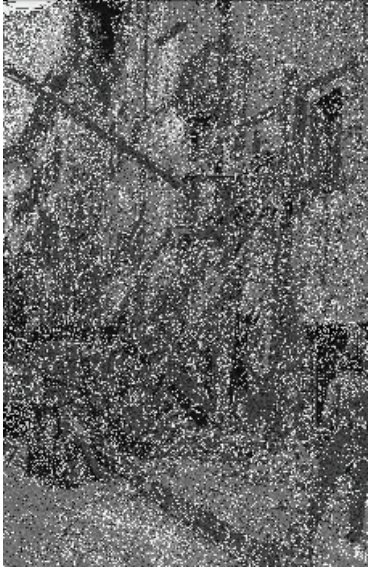


2.2 Rassegna fotografica

Di seguito si riporta una esemplificazione delle opere provvisorie realizzate dal Corpo Nazionale in occasione di terremoti che si sono verificati negli ultimi decenni in Italia. Il primo evento sismico per il quale è disponibile una documentazione fotografica organica è quello del Friuli del 1976.

Da questa sequenza storica è possibile cogliere l'evoluzione che hanno avuto i metodi e le tecniche di puntellamento; ogni evento sismico ha rappresentato un'occasione di crescita del *know-how* del settore.

Le immagini sono commentate rispetto agli standard operativi e tecnico-scientifici attuali.

| | |
|---|---|
|  | <p>Terremoto Friuli 1976</p> <p>Puntellatura di ritegno.</p> <p>Le puntellature sono costituite da puntelli formati da puntoni inclinati impostati a terra su trave di contrasto, poggianti su ritti verticali posti contro la parete da presidiare. I singoli puntelli sono collegati da elementi di controventatura laterale.</p> <p><i>Fonte: E. Ariu Comando VVF Torino</i></p> |
|  | <p>Terremoto Friuli 1976</p> <p>Puntellatura di ritegno. Particolare.</p> <p>Il collegamento in testa dei puntoni è realizzato con una graffa metallica (o cambra) e da una tavola di contrasto chiodata sul ritto. Tale collegamento era largamente usato in Friuli per la formazione dei nodi delle capriate dei tetti.</p> <p><i>Fonte: E. Ariu Comando VVF Torino</i></p> |
|  | <p>Terremoto Friuli 1976</p> <p>Puntellatura di ritegno. Particolare.</p> <p>I ritti delle puntellature sono posti in corrispondenza dei maschi murari. Grandi interassi tra i puntelli determinano la presenza di controventature lignee atte a lavorare solo a trazione la cui efficacia è affidata alla tenuta della chiodatura alle estremità.</p> <p><i>Fonte: E. Ariu Comando VVF Torino</i></p> |

| | |
|---|---|
|  | <p>Terremoto Friuli 1976</p> <p>Puntellatura di ritegno. Sicurezza.</p> <p>Le puntellature sono costruite assemblando i vari elementi direttamente a ridosso della parete da presidiare. Durante la realizzazione gli operatori stazionano in zone che, in caso di sisma, possono essere interessate da crolli e lavorano in condizioni operative che rendono difficile il rapido allontanamento in caso di necessità.</p> <p><i>Fonte: E. Ariu Comando VVF Torino</i></p> |
|  | <p>Terremoto Friuli 1976</p> <p>Tirantatura di facciata e centinatura archi.</p> <p>La facciata è trattenuta da un sistema di travi e ritti ancorati a cavi in acciaio passanti attraverso le finestre. Gli archi del loggiato al piano terra sono presidiati da centinature che scaricano a terra concentrando il carico in mezzeria.</p> <p><i>Fonte: E. Ariu Comando VVF Torino</i></p> |
|  | <p>Terremoto Friuli 1976</p> <p>Puntellatura di contrasto.</p> <p>Pareti con cinematismi fuori piano in atto sono presidiate da puntellature di contrasto che scaricano su pareti di edifici prospicienti. Gli elementi di contrasto presentano una luce libera di inflessione pari alla larghezza della strada. Si deve tuttavia tener conto della necessità di realizzare l'intervento in tempi rapidi viste le precarie condizioni di sicurezza del sito.</p> <p><i>Fonte: E. Ariu Comando VVF Torino</i></p> |



Terremoto Irpinia 1980

Puntellatura di ritegno.

Puntoni di grande lunghezza, formati da elementi accoppiati e calastrellati, raggiungono una quota di imposta elevata e sono collegati ai ritzi verticali. Il controventamento laterale avviene con un sistema di croci di Sant'Andrea che non scaricano ai nodi.

Fonte: E. Ariu Comando VVF Torino



Terremoto Umbria e Marche 1997

Puntellatura di ritegno.

Puntellatura di ritegno con presenza di puntoni multipli di grande lunghezza convergenti alla base ed impostati su ritzi verticali poggianti sulla parete da presidiare. Il passo delle puntellature è relativamente piccolo. I puntoni più lunghi sono rompitrattati da saette. Una riduzione della luce libera dei puntelli, per evitare sbandamenti laterali, risulta realizzata solo per i puntoni nella zona più centrale.

Fonte: Servizio di Documentazione e relazione esterne del CNVVF



Terremoto Umbria e Marche 1997

Puntellatura di ritegno d'angolo.

Puntellatura formata da puntoni snelli di grande lunghezza convergenti alla base ed impostati su ritzi verticali poggianti sulle due pareti ortogonali da presidiare. I puntoni sono reciprocamente collegati da elementi di accoppiamento nel piano della puntellatura. La soluzione di controventatura adottata riduce la luce libera dei puntelli solo per il puntone centrale.

Fonte: Servizio di Documentazione e relazione esterne del CNVVF



Terremoto Umbria e Marche 1997

Puntellatura di ritegno. Particolare.

Il sistema di contrasto a terra è realizzato infiggendo nel terreno spezzoni di tubo "Innocenti" lunghi circa 100 cm, ai quali viene addossata una trave in legno, sulla quale vengono impostati i puntoni.

Fonte: Servizio di Documentazione e relazioni esterne del CNVVF



Terremoto Umbria e Marche 1997

Puntellatura di ritegno.

La doppia puntellatura in zona d'angolo è formata da puntoni poggiati su ritto verticale e collegati con semplice chiodatura. I puntoni non sono rompitrattati e la puntellatura nel suo insieme non è lateralmente stabilizzata. Efficace pare invece la soluzione adottata per lo scarico a terra dei puntoni.

Fonte: Servizio di Documentazione e relazioni esterne del CNVVF






Terremoto Umbria e Marche 1997

Puntellatura di contrasto.

La puntellatura di contrasto è costituita da puntoni impostati su elementi poggiati sulla parete da presidiare, organizzati in modo da scaricare sulla parete prospiciente. Le soluzioni per stabilizzare i singoli elementi dell'opera sono alquanto precarie. Il passaggio è interdetto dalla presenza dell'opera provvisoria.

Fonte: Servizio di Documentazione e relazioni esterne del CNVVF

| | |
|---|--|
|  | <p>Terremoto Umbria e Marche 1997</p> <p>Puntellatura di contrasto.</p> <p>Puntellatura di contrasto organizzata in modo da consentire il passaggio protetto lungo la via tra gli edifici. L'intervento è di buona fattura.</p> <p><i>Fonte: Servizio di Documentazione e relazione esterne del CNVVF</i></p> |
|  | <p>Terremoto Umbria e Marche 1997</p> <p>Puntellatura di contrasto.</p> <p>La puntellatura di contrasto è costituita da un puntone orizzontale singolo. L'intervento risulta non solo palesemente sottodimensionato ma anche incapace di auto-mantenersi in opera in caso di sisma.</p> <p><i>Fonte: Servizio di Documentazione e relazione esterne del CNVVF</i></p> |
|  | <p>Terremoto Umbria e Marche 1997</p> <p>Centinatura di volta.</p> <p>Centinatura di volta organizzata con due saette che scaricano su ritto centrale che, poggiando a terra, si sviluppa a tutta altezza. I ritti, relativamente snelli ed esili, sono solo debolmente controventati nella direzione dell'asse della volta.</p> <p><i>Fonte: Servizio di Documentazione e relazione esterne del CNVVF</i></p> |

| | |
|---|---|
|  | <p>Terremoto Umbria e Marche 1997 Centinatura arco.</p> <p>L’arco è sostenuto da una serie di tre puntelli che convergono a terra nella zona centrale dell’apertura. Il trasferimento del carico avviene tramite le sole zone di appoggio puntuale dei puntelli all’intradosso dell’arco. La riduzione della luce libera di inflessione dei puntelli è realizzata solo per una direzione.</p> <p><i>Fonte: Servizio di Documentazione e relazioni esterne del CNVVF</i></p> |
|  | <p>Terremoto Umbria e Marche 1997 Cerchiatura torre.</p> <p>Uno dei primi interventi realizzati con sistema “tubi e giunti”. Si notino le tecniche di assicurazione degli operatori antesignane delle moderne procedure SAF.</p> <p><i>Fonte: Servizio di Documentazione e relazioni esterne del CNVVF</i></p> |
|  | <p>Terremoto Umbria e Marche 1997 Puntellature di ritegno e contrasto.</p> <p>La puntellatura di ritegno è organizzata con scarico in falso dei puntelli superiori su quelli inferiori, meno inclinati. L’opera è solo debolmente controventata. La puntellatura di contrasto è organizzata con appoggi fino a terra in modo da non creare instabilità globali in caso di sisma. I puntelli che trasferiscono il carico risultano tuttavia relativamente esili in rapporto alle loro luci libere di inflessione.</p> <p><i>Fonte: Servizio di Documentazione e relazioni esterne del CNVVF</i></p> |

| | |
|---|--|
|  | <p>Terremoto Alessandria 2000</p> <p>Puntellatura ritegno.</p> <p>La puntellatura è formata dal solo ritto verticale e due puntoni inclinati impostati su trave di contrasto a terra. I puntoni sono tagliati in testa in modo da poggiare direttamente sul ritto e sono bloccati superiormente da una tavoletta chiodata. Sono assenti controventature atte a garantire la stabilità laterale dell'opera.</p> <p><i>Fonte: Centro Documentazione Comando VVF Alessandria</i></p> |
|  | <p>Terremoto Alessandria 2000</p> <p>Cerchiatura torre campanaria.</p> <p>La cerchiatura è effettuata con fasce "a cricchetto" in poliestere. Non sono presenti ripartitori metallici e la sbadacchiatura dei vani non è completa per la presenza delle campane nelle aperture.</p> <p><i>Fonte: Centro Documentazione Comando VVF Alessandria</i></p> |
|  | <p>Terremoto Alessandria 2000</p> <p>Cerchiatura cupola campanile.</p> <p>Tipico intervento realizzato con tecniche SAF mediante posizionamento di fasce in poliestere "a cricchetto" sul lato esterno.</p> <p><i>Fonte: Centro Documentazione Comando VVF Alessandria</i></p> |



Terremoto Molise 2002

Puntellatura di contrasto e ritegno.

La puntellatura di contrasto è organizzata in scarico sulla parete prospiciente. Nella parte bassa è presente una puntellatura di ritegno che lascia comunque libero il passaggio. Il puntello di ritegno in primo piano è privo di elementi di stabilizzazione laterale.

Fonte: Centro Documentazione Comando VVF Alessandria



Terremoto Molise 2002

Puntellatura di ritegno.

La puntellatura presenta ripartitori orizzontali che garantiscono un migliore trasferimento del carico dalla parete all'opera provvisoria. La riduzione della luce libera di inflessione dei puntoni è realizzata in entrambe le direzioni.

Fonte: Centro Documentazione Comando VVF Alessandria






Terremoto Molise 2002

Puntello di ritegno in tubi e giunti.

La puntellatura di ritegno, realizzata in tubi e giunti, ha l'indubbio vantaggio della modularità e della facilità di assemblaggio. Richiede tuttavia una attenta progettazione della configurazione strutturale e un buon ancoraggio a terra.

Fonte: Centro Documentazione Comando VVF Alessandria

| | |
|---|---|
|  | <p>Terremoto Molise 2002</p> <p>Puntellatura di ritegno “zoppo”.</p> <p>Per ridurre l’ingombro sulla strada la puntellatura è stata organizzata in modo “zoppo”. La spinta della parete è scaricata a terra mediante tirantatura in acciaio (si veda il particolare). I pali di blocco sono soggetti alle sollecitazioni causate dall’eccentricità tra scarico dei puntoni e tiranti in acciaio.</p> <p><i>Fonte: Centro Documentazione Comandi VVF Campobasso e Isernia</i></p> |
|  | <p>Terremoto Molise 2002</p> <p>Cinturazione esterna.</p> <p>Cinturazione esterna multipla con cavi in acciaio e morsetti. Gli spigoli sono protetti da tavole in legno su cui sono applicati degli angolari in acciaio di ripartizione del carico.</p> <p><i>Fonte: Centro Documentazione Comandi VVF Campobasso e Isernia</i></p> |
|  | <p>Terremoto Molise 2002</p> <p>Centinatura volta.</p> <p>La centina è organizzata per raccogliere il carico in modo distribuito su tutto l’arco. Lo scarico a terra avviene tramite due coppie di puntoni divergenti in modo da lasciare libero il passaggio.</p> <p><i>Fonte: Centro Documentazione Comandi VVF Campobasso e Isernia</i></p> |



Terremoto Molise 2002

Puntellatura di contrasto a portale.

La puntellatura di contrasto è organizzata in modo da formare un portale. I puntoni della parte superiore scaricano in falso in mezzeria dell'elemento orizzontale di collegamento a quota più bassa. Sono assenti elementi di controventamento laterale.

Fonte: Centro Documentazione Comandi VVF Campobasso e Isernia



Terremoto Molise 2002

Puntellamento di contrasto. Particolare.

Il blocco di puntoni sui ritti avviene mediante tavoletta chiodata. La resistenza dell'intero presidio è affidata all'efficacia del giunto ossia alla tenuta dei chiodi di fissaggio delle tavolette.

Fonte: Centro Documentazione Comandi VVF Campobasso e Isernia



Terremoto Molise 2002

Puntellatura di ritegno d'angolo.

L'opera è composta da tre puntelli a fasci convergenti collegati trasversalmente. La base di appoggio dei puntoni è interrata. Il trasferimento del carico in sommità è affidato alla tenuta di tavolette chiodate sui tavoloni di ripartizione.

Fonte: Centro Documentazione Comandi VVF Campobasso e Isernia

La standardizzazione delle opere provvisionali

3.1 Le schede STOP

Lo scenario generatosi dopo il terremoto dell’Aquila ha evidenziato la necessità di mettere in sicurezza gli edifici anche con il fine di ripristinare la viabilità principale compromessa da potenziali crolli. Ci si è trovati nella condizione di agire su larga scala e in scenari operativi critici, il che ha richiesto rapidità, efficacia e, per quanto possibile, uniformità d’azione. La risposta è dunque stata, giocoforza, la messa in atto di una pluralità coordinata di interventi di soccorso tecnico urgente.

L’istituzione del Nucleo di Coordinamento delle Opere Provvisionali ha risposto all’esigenza di attuare, da parte dei Vigili del Fuoco, una massiccia ed estesa opera di messa in sicurezza del patrimonio edilizio abruzzese colpito dal terremoto dell’aprile 2009. Tra i mandati affidati a tale Nucleo vi erano quelli di garantire l’uniformità nelle realizzazioni delle opere provvisionali ed elaborare standard progettuali e soluzioni tipo per rendere più rapide ed efficaci le operazioni.

Al fine di raggiungere tali obiettivi, il Nucleo ha condotto un’analisi preliminare del problema, sviluppata sulla base di osservazioni sul campo, con lo scopo di individuare le esigenze e le criticità operative. I risultati dell’analisi hanno consentito di individuare le strategie di azione nell’ambito di una specifica filosofia di progetto.

Le esigenze riscontrate hanno evidenziato la necessità di:

- fornire indicazioni pratiche sul piano realizzativo;
- mettere a punto strumenti “pompieristici”, ossia utilizzabili dai Vigili del Fuoco nel contesto di emergenza post-sisma;
- fornire soluzioni pre-codificate applicabili su larga scala, individuando soluzioni tipo, associate a scenari di riferimento.

Le valutazioni derivanti dall’analisi preliminare hanno suggerito la progettazione di strumenti di supporto alle decisioni utili anche, e soprattutto, nella fase realizzativa degli interventi. Nell’elaborazione sono stati adottati i seguenti criteri progettuali:

- messa a punto di schede tecniche per la realizzazione delle opere provvisionali (STOP - Schede Tecniche delle Opere Provvisionali);
- progettazione inversa e contestualizzata, ossia ricerca di soluzioni progettuali definite a partire dai materiali e dalle tecniche disponibili, e non viceversa come avviene nella progettazione ordinaria;
- capitalizzazione del know-how del CNVVF per la sistematizzazione e diffusione delle conoscenze.

3.1.1 Filosofia di progetto delle schede STOP

La progettazione delle schede STOP è stata impostata tenendo conto, innanzitutto, dello scenario nell’ambito del quale le schede dovevano essere

utilizzate – la fase di emergenza post sisma – e delle relative condizioni al contorno.

La filosofia di progetto ha portato quindi a concepire le schede come strumenti di supporto alle decisioni nelle diverse fasi, dalla pianificazione degli interventi alla loro realizzazione, in modo da rispondere alle seguenti esigenze:

- spiegare agli operatori che intervengono sul campo l'obiettivo che si intende perseguire con l'installazione di una determinata opera provvisoria e i criteri che devono essere adottati per la scelta della tipologia e per la corretta realizzazione dell'opera;
- evidenziare i punti di criticità su cui porre maggiore attenzione per garantire l'efficacia dell'opera;
- tenere conto dei problemi di sicurezza degli operatori durante tutte le fasi realizzative;
- fornire dettagli costruttivi, con particolare riferimento agli aspetti di maggiore criticità;
- velocizzare e standardizzare le operazioni di messa in sicurezza anche al fine di tener conto degli avvicendamenti tra le squadre operanti.

Le esigenze di sicurezza, gli scenari e le particolari condizioni operative hanno portato a definire specifici criteri generali di progetto. Tali criteri, in particolare, hanno cercato di tener conto:

- dell'attenzione alla sicurezza degli operatori chiamati ad operare in una fase in cui possono ripetersi scosse, anche violente;
- delle condizioni operative in cui i Vigili del Fuoco sono chiamati ad operare;
- della necessità di ricercare soluzioni riferite a scenari tipo, conservative e capaci di garantire modularità e semplicità esecutiva;
- del dimensionamento riferito ad un'azione sismica di riferimento per ambiti territoriali omogenei;
- dell'attenzione da prestare ai punti critici, quali i giunti fra le membrature delle opere provvisorie.

Inoltre, a fronte delle necessità di mettere in sicurezza gli edifici in tempi limitati, con maestranze dei Vigili del Fuoco che operano secondo turni che comportano avvicendamenti durante la realizzazione di una stessa opera e in un ambiente di lavoro a rischio, si è optato per:

- definire soluzioni tipo in modo da uniformare modalità e tecniche realizzative e facilitare i passaggi di consegne negli avvicendamenti del personale;
- semplificare quanto più possibile la scelta dei materiali da utilizzare tenendo conto di fattori quali semplice reperibilità e manovrabilità;

- semplificare quanto più possibile le soluzioni ed i particolari costruttivi, utilizzando, ad esempio, travi a sezione quadrata dimensionate con riferimento all'elemento maggiormente sollecitato, in modo tale da rendere notevolmente più semplice la realizzazione dei giunti e il computo a piè d'opera del materiale necessario per la sua realizzazione;
- semplificare la fase realizzativa (preparazione e montaggio) cercando, per quanto possibile, di operare in condizioni di sicurezza preferendo il pre-assemblaggio dell'opera, o di parti di essa, in zona di sicurezza.

Infine, per facilitarne l'utilizzo operativo, le schede sono state strutturate seguendo i punti chiave del ragionamento da porre in atto sul campo, e quindi organizzate secondo i seguenti tre *steps* fondamentali:

1. scelta della tipologia di opera, sulla base di un preliminare riconoscimento del cinematismo da presidiare;
2. dimensionamento dell'opera, con l'ausilio di opportuni abachi e tabelle;
3. esecuzione, supportata da avvertimenti sulle criticità globali e locali da gestire, da indicazioni sui particolari costruttivi da adottare per eliminare o controllare le criticità e da avvertenze di carattere generale o specifico da seguire per una corretta realizzazione.



Figura 3.1 Struttura logica delle schede STOP.

Le considerazioni sopra espone e la necessità di standardizzare quanto più possibile l'opera hanno suggerito di ricorrere ad una "pre-progettazione" delle opere per "scenari di riferimento". Ciò, come si vedrà in seguito, ha consentito di pervenire al "Vademecum STOP" che può essere interpretato come una sorta di catalogo di opere pre-dimensionate in funzione di specifiche richieste prestazionali e di determinate variabili geometrico/tipologiche osservabili sul campo. Tale strumento costituisce il riferimento di rapido utilizzo per identificare la soluzione da adottare una volta caratterizzate le variabili richieste dallo specifico problema da affrontare.

3.2 Criteri generali di progetto

I criteri generali di progetto sono stati concepiti tenendo conto della necessità di procedere con la progettazione contestualizzata di interventi tecnici urgenti.

Si è optato, quindi, per l'individuazione di soluzioni standardizzate, definite attraverso una preventiva tipizzazione e dimensionamento delle opere per "scenari di riferimento", tenendo conto sia del contesto operativo sia delle tempistiche di realizzazione.

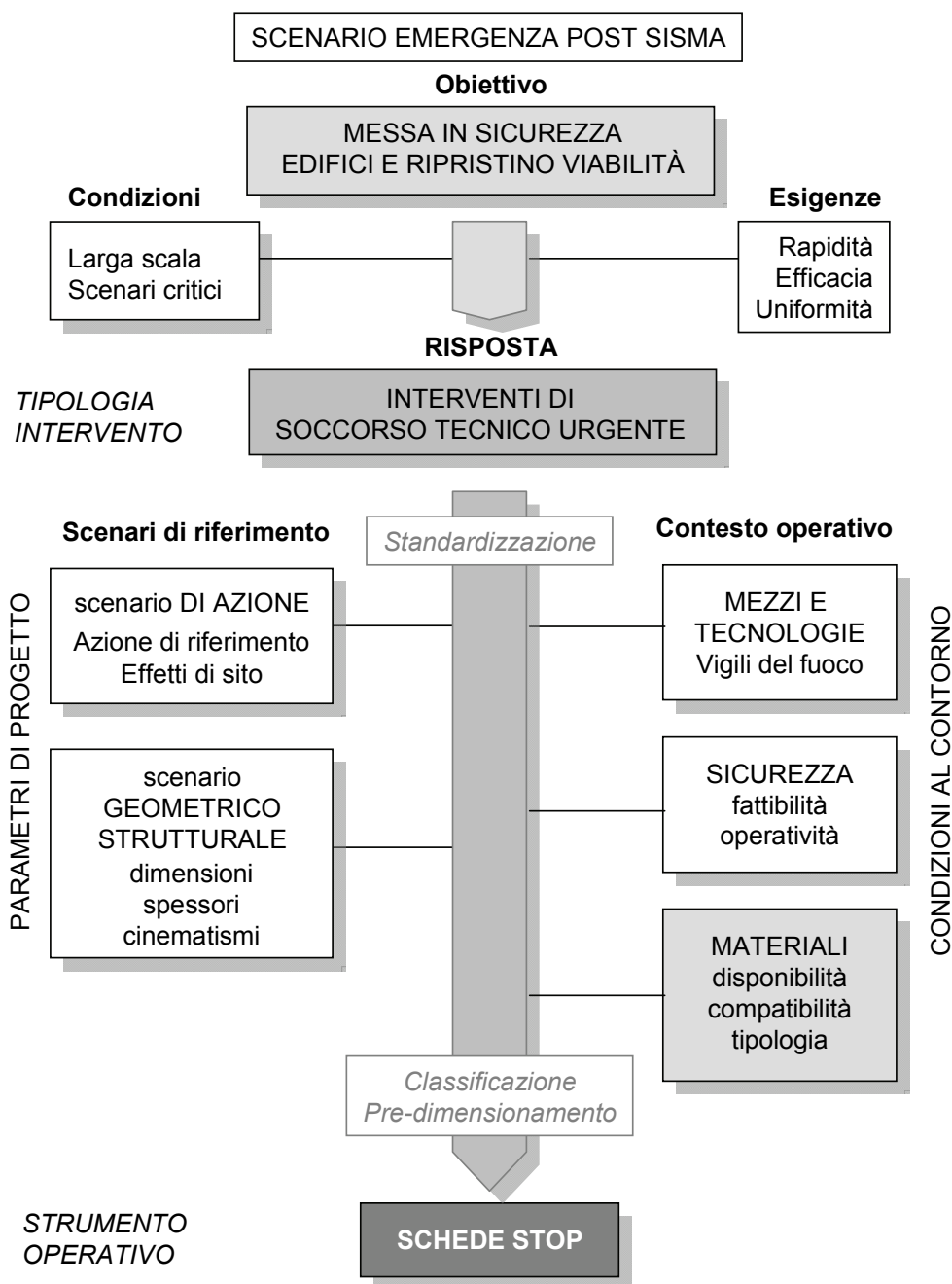


Figura 3.2 Schema logico dei criteri di progetto delle schede STOP.

Ulteriori elementi considerati nella progettazione delle opere provvisionali sono legati alle seguenti problematiche:

- la compatibilità dei materiali in relazione ai beni e valori da tutelare;
- la specificità delle attrezzature e delle tecniche di intervento dei Vigili del Fuoco;
- la sicurezza degli operatori, sia in rapporto alla fattibilità sia all'operatività legata al tipo di materiali disponibili.

Prendendo in considerazione tutti questi elementi si è proceduto con la preventiva classificazione di casistiche rappresentative, la definizione di soluzioni tipo e il relativo pre-dimensionamento; infine sono state elaborate le relative schede tecniche contenute nel Vademecum STOP.

Nel seguito si descrivono, con maggiore dettaglio, i criteri adottati nei procedimenti di standardizzazione e dimensionamento, con particolare riferimento alle azioni di progetto e ai materiali.

3.2.1 Azione sismica di riferimento

Un terremoto distruttivo che comporta danni alle strutture tali da richiedere interventi di messa in sicurezza, anche con l'impiego di opere provvisionali, solleva la necessità di definire l'azione rispetto alla quale le stesse opere devono essere dimensionate.

Solitamente, per definire condizioni di sicurezza di parti strategiche del territorio (ad esempio la viabilità principale) o per obiettivi di salvaguardia dei beni storico-monumentali, tali opere devono essere realizzate già dalle prime fasi dell'emergenza sismica.

Da un punto di vista funzionale, infatti, l'opera provvisoria per la messa in sicurezza delle costruzioni danneggiate ha la finalità di contrapporsi alla ulteriore mobilitazione dei cinematismi attivati e contenere, per quanto possibile, la prosecuzione del danno evitando quanto meno il crollo, ovvero fungere da elemento protettivo di aree operative o che permettono lo svolgimento di funzioni strategiche.

Se l'opera è realizzata già nella fase dell'emergenza sismica, la sua prestazione deve essere riferita alle sollecitazioni che si possono produrre nel breve periodo dopo la scossa principale. L'azione di progetto da considerare nel dimensionamento delle opere provvisorie deve, pertanto, essere riferita alle ulteriori azioni sismiche ragionevolmente prevedibili nella fase temporale immediatamente successiva alla sua installazione nell'area di intervento.

Qualora la realizzazione avvenga nella fase immediatamente post-evento, è quasi certo che l'opera provvisoria installata sarà più volte chiamata a reagire ad ulteriori azioni sismiche severe, tanto più quanto la scossa principale è stata violenta e tanto più quanto l'opera provvisoria è installata nel breve periodo rispetto alla scossa principale.

Qual è dunque l'azione sismica da porre alla base del dimensionamento dell'opera? Al riguardo l'esperienza insegna che dopo un terremoto distruttivo si susseguono altre scosse violente la cui intensità, solitamente, non supera quella della scossa principale, a meno che non si attivino altri terremoti in zone sismogenetiche limitrofe. In tale fase acuta, gli ipocentri delle varie scosse interessano diverse parti della faglia o sistema di faglie attivate.

Partendo da tali considerazioni, un criterio che può essere seguito per definire l'entità dell'azione rispetto alla quale progettare le opere che vengono installate nel breve termine può essere quello di considerare un'azione paragonabile a quella che ha determinato il danno che ha richiesto l'introduzione dell'opera provvisoria.

Pare invece meno adeguato seguire il criterio adottato dalla normativa antisismica, riferito a valori derivati da analisi di *hazard* probabilistico, per due principali ragioni:

- l'evento principale è già avvenuto e potrebbe essersi rivelato diverso da quello previsto nelle analisi di *hazard*;
- si esce dal campo delle valutazioni probabilistiche a medio e lungo termine e si entra in quello delle osservazioni post-evento nel breve termine.

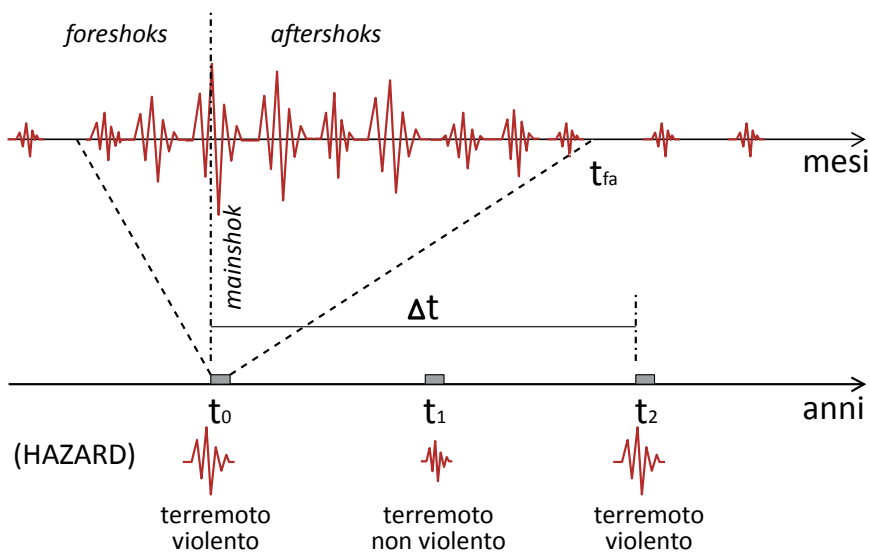


Figura 3.3 Le valutazioni di *hazard* si basano su calcoli probabilistici degli eventi *mainshok* nel lungo termine nei quali non si considerano gli *aftershocks*. Per la definizione delle azioni sismiche attese nella fase dell'emergenza post-sismica le previsioni di *hazard* perdono di significatività ed è più corretto riferirsi a criteri macrosismici.

In assenza di dati strumentali estesi sul territorio, una quantificazione dell'azione sismica effettivamente associata all'evento principale può essere derivata per via empirica a partire dal grado di intensità macrosismica osservato nell'area di intervento.

I valori di intensità possono, infatti, essere empiricamente correlati a valori rappresentativi di accelerazione al suolo. La necessità di introdurre opere provvisionali può essere associata al grado di intensità macrosismica risentita. L'esigenza di installazione sarà puntuale nelle aree che hanno registrato un grado di intensità macrosismica inferiore a VIII MCS e più generalizzata nelle aree caratterizzate da un'intensità macrosismica superiore a VIII MCS.

D'altra parte, l'intervento urgente ed esteso su un territorio colpito da un terremoto distruttivo abbisogna, già nel breve periodo, di criteri pragmatici per l'individuazione di soluzioni applicabili su larga scala.

Tutto questo ha suggerito la definizione di una strategia basata su soluzioni progettuali standardizzate, dimensionate con riferimento a due classi prestazionali, rapportate alle intensità macrosismiche osservate.

In particolare, valutando le varie relazioni empiriche proposte in letteratura che correlano l'intensità macrosismica con accelerazione al suolo, si è optato per un dimensionamento delle opere provvisionali con riferimento a due livelli di azione sismica, corrispondenti a diversi range di intensità macrosismica registrata o attesa nel breve periodo.

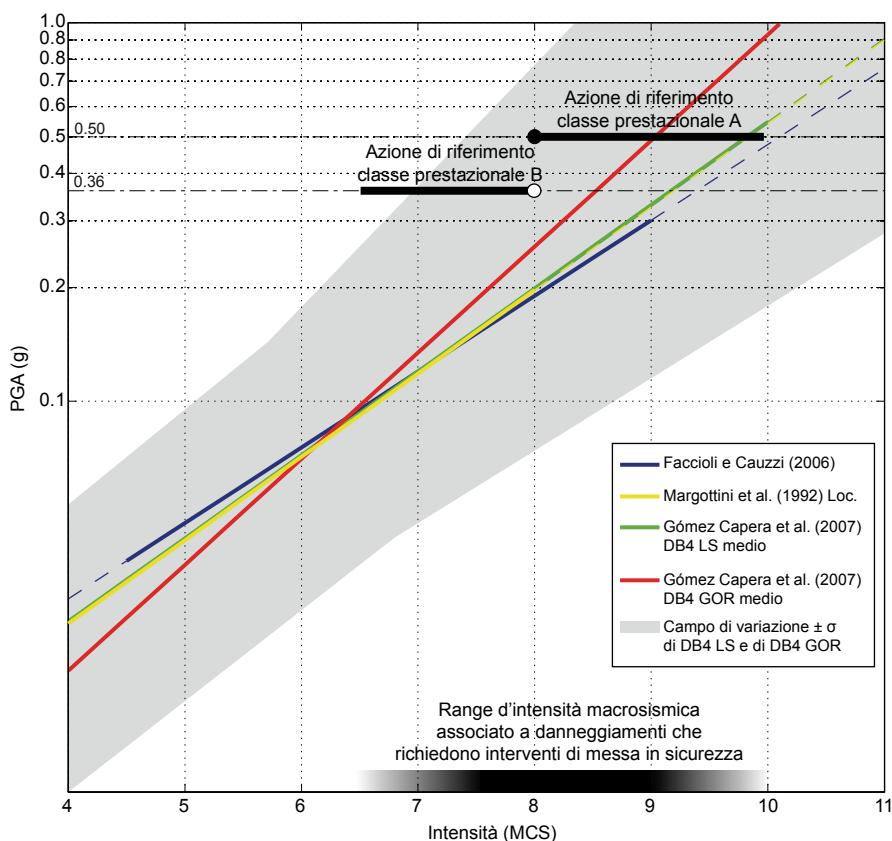


Figura 3.4 Relazioni empiriche tra intensità macrosismica e accelerazione al suolo con indicati i posizionamenti delle azioni di riferimento utilizzate per le classi prestazionali A e B nell'ambito delle fasce di intensità associate a danneggiamenti che richiedono l'installazione delle opere provvisionali.

Tabella 3.1 Criterio macrosismico per la definizione della classe prestazionale delle opere provvisionali da realizzare nella fase immediatamente post-sisma.

| Classe prestazionale | Ambito di intervento | Accelerazione di riferimento |
|----------------------|---|------------------------------|
| A | Installazioni in aree danneggiate caratterizzate da una intensità macrosismica risentita o prevista ¹ uguale o superiore al VIII grado della scala MCS | 0.50 g |
| B | Installazioni in aree danneggiate caratterizzate da una intensità macrosismica risentita e prevista nel breve termine inferiore al VIII grado della scala MCS <i>oppure</i> Installazioni che vengono realizzate in aree danneggiate a distanza di molti mesi dalla scossa principale | 0.36 g |

¹ Nella fase immediatamente post-sisma è opportuno prevedere una estensione del massimo grado registrato a tutta l'area del sistema di faglie correlato alla scossa principale, in modo da tenere conto della possibile migrazione degli ipocentri delle successive scosse di assestamento.

La definizione delle classi prestazionali per le varie aree del territorio colpito dal terremoto può essere fatta nell'immediato post-sisma sulla base del piano quotato delle intensità macrosismiche risentite e delle conoscenze sismotettoniche dell'area. Tale definizione potrà essere resa nota agli operatori VVF dalle Autorità competenti sotto forma di mappa di zonazione o di elenco dei comuni nell'area colpita con indicazione della relativa classe prestazionale richiesta.

Il riferimento alla intensità macrosismica osservata ha anche il vantaggio di essere legato all'effettiva azione sismica risentita al sito, ossia di tenere implicitamente conto degli eventuali effetti di sito che hanno portato ad incrementare il valore di accelerazione rispetto a quello di riferimento (sito in roccia con superficie piana ed orizzontale). Tali effetti di amplificazione, dovuti alle caratteristiche di sito, concorrono a definire il livello di scuotimento al sito determinato dalle scosse successive.

Nel caso del terremoto dell'Aquila, tali valori convenzionali delle azioni di riferimento sono paragonabili a quelli massimi effettivamente registrati rispettivamente in prossimità della zona epicentrale e nell'area ad essa circostante, dove i danni riportati erano comunque tali da richiedere interventi di messa in sicurezza. In assenza di specifiche determinazioni, basate sull'analisi del livello di scuotimento risentito, le classi prestazionali furono definite associando ai comuni che erano classificati in zona 1 secondo l'OPCM 3274/03 la classe A e ai comuni classificati in zona 2 la classe B.

Volendo fare, invece, una corrispondenza tra le azioni convenzionali poste alla base delle classi prestazionali A e B e le azioni sismiche previste dalle NTC 2008, si può affermare che:

- con riferimento all'intero territorio nazionale, le opere di classe A e B consentono di rispondere alle accelerazioni attese nello scenario

caratterizzato dal massimo valore di accelerazione prevista per un periodo di ritorno di 475 anni, corrispondente a $0.28 g$, aggravato da un coefficiente di amplificazione locale per effetti geomorfologici pari rispettivamente a 1.8 e 1.3;

- con riferimento all'area abruzzese, caratterizzata da un valore di a_g per la città dell'Aquila, per un periodo di ritorno di 475 anni, corrispondente a $0.26 g$, le opere di classe A e B consentono di rispondere rispettivamente a valori di amplificazione locale per effetti geomorfologici pari a 1.9 e 1.4.

Tali valori consentono di tenere in considerazione gli effetti amplificativi di sito che si possono avere in gran parte dei fondovalle anche in prossimità di terrazzi alluvionali, conoidi, creste e versanti, piane alluvionali.

Per la progettazione di opere provvisionali da realizzarsi successivamente alla fase di emergenza sismica, le NTC2008 prevedono una azione sismica di riferimento definita come l'accelerazione che ha la probabilità del 10% di essere superata nel periodo di riferimento (vita nominale 10 anni, vita di riferimento 35 anni) ossia all'azione corrispondente ad un periodo di ritorno di 332 anni. Il massimo valore sul territorio nazionale è pari a $0.23 g$. Anche in questo caso è necessario poi tener conto dei coefficienti moltiplicativi relativi agli eventuali effetti di amplificazione stratigrafica e topografica del sito. Pertanto l'impiego di opere provvisionali di classe prestazionale B garantisce livelli di sicurezza conservativi nella maggior parte delle situazioni geomorfologiche presenti sul territorio. Dove i livelli di *hazard* sono significativamente inferiori potrebbe risultare opportuno dimensionare l'opera per azioni di progetto inferiori a quelle della classe B. I valori dei coefficienti di amplificazione dovuti ad effetti geomorfologici risultano, in questo caso, pari a 2.2 per le opere in classe A e 1.6 per le opere in classe B.

3.2.2 Problematiche realizzative

La salvaguardia dei beni danneggiati richiede una rapida realizzazione delle opere provvisionali. Più tardi si inserisce l'opera provvisoria più la struttura subirà una evoluzione del quadro di danneggiamento come conseguenza del susseguirsi delle scosse nella fase sismica. Per questo è opportuno intervenire con la realizzazione delle opere il prima possibile.

D'altra parte, attuare una immediata installazione dell'opera, significa operare in una fase in cui l'azione sismica può manifestarsi durante l'intervento di realizzazione.

Da un punto di vista della sicurezza degli operatori e delle caratteristiche dell'opera stessa, realizzare un'opera provvisoria in piena attività sismica è, pertanto, cosa ben diversa dall'operare in situazioni ordinarie, anche se l'opera è progettata per resistere a future azioni sismiche. L'intervento realizzativo nella fase di emergenza sismica comporta dunque, per gli operatori, criticità molto maggiori di quelle associate a realizzazioni effettuate a distanza di molti mesi o anni dalla scossa principale. Questo richiede necessariamente l'adozione di soluzioni e tecniche realizzative che, a parità di risultato finale, consentano di salvaguardare la sicurezza degli operatori.

In ultima analisi le opere provvisionali in emergenza sismica vanno concepite e gestite secondo i principi e i criteri propri degli interventi tecnici urgenti in scenari critici.

3.2.3 I materiali

L'esigenza di intervenire in modo esteso con la realizzazione delle opere provvisionali nella fase post-sismica, quando possono avvenire gli *after-shocks*, pone anche problemi relativi alla tipologia di materiale che è più opportuno impiegare. Questo, sia con riferimento alla disponibilità e reperibilità degli stessi, sia con riferimento alla necessità di porre in atto interventi tecnici urgenti da parte dei VVF. Disponibilità, manovrabilità, praticità di lavorazione e, per quanto possibile, contenimento dei costi sono quindi i parametri principali che guidano la scelta del materiale nella standardizzazione delle opere.

Nel seguito vengono descritte le caratteristiche dei materiali utilizzate per il dimensionamento delle opere.

3.2.3.1 Legno

Per le opere provvisionali si utilizzano elementi in legno massiccio. A seconda della provenienza (estera o nazionale) esistono due diverse classificazioni, basate, per il legname di provenienza estera, sulle resistenze caratteristiche e, per quello di provenienza italiana, su criteri visivi inerenti le caratteristiche geometriche e la presenza o meno di determinati difetti.

Tenuto in considerazione il contesto operativo, per cui vi è la possibilità di utilizzare anche legname recuperato in sito (ad esempio elementi provenienti da orizzontamenti lignei pre-esistenti), si è deciso di ammettere classi di resistenza relativamente basse, in particolare la classe C16, pioppo e conifere (UNI EN 338), per quanto riguarda la classificazione estera e la classe S3-Abete/Nord per la classificazione italiana.

Le due classi adottate presentano caratteristiche meccaniche simili e, a favore di sicurezza, sono stati utilizzati per la progettazione i valori di resistenza della classe C16, che consentono anche l'utilizzo di travi smussate, tipo "uso Trieste".

Dimensioni commerciali

In commercio si trovano facilmente e in tempi ridotti travi a sezione quadrata aventi le dimensioni riportate in Tabella 3.2.

Tabella 3.2 Denominazione e caratteristiche geometriche delle travi di facile reperibilità.

| Denominazione | Base x altezza | Lunghezza |
|---------------|----------------|-----------|
| 10x10 | 10 cm x 10 cm | 600 cm |
| 13x13 | 13 cm x 13 cm | 600 cm |
| 15x15 | 15 cm x 15 cm | 600 cm |
| 18x18 | 18 cm x 18 cm | 600 cm |
| 20x20 | 20 cm x 20 cm | 800 cm |

Inoltre si utilizzano tavole e tavoloni con le caratteristiche geometriche riportate in Tabella 3.3.

Tabella 3.3 Denominazione e caratteristiche geometriche di tavole e tavoloni.

| Denominazione | Base x altezza | Lunghezza |
|---------------|----------------|----------------|
| Tavola | 2.5x12 | 2.5 cm x 12 cm |
| Tavolone | 5x20 | 5 cm x 20 cm |

In seguito, per identificare un elemento ligneo si farà riferimento solo alla sua denominazione.

Parametri caratteristici

In Tabella 3.4 si riportano i valori caratteristici delle resistenze, dell’elasticità e della massa specifica per un legno di classe C16 (UNI EN 338).

Tabella 3.4 Parametri caratteristici di resistenza (X_k), elasticità e massa specifica, per legno di classe C16.

| Descrizione | Simbolo | Valore |
|--|---------------|-----------------------|
| Flessione (5-percentile) | $f_{m,k}$ | 16 MPa |
| Trazione parallela alla fibratura (5-percentile) | $f_{t,0,k}$ | 10 Mpa |
| Trazione perpendicolare alla fibratura (5-percentile) | $f_{t,90,k}$ | 0.3 Mpa |
| Compressione parallela alla fibratura (5-percentile) | $f_{c,0,k}$ | 17 Mpa |
| Compressione perpendicolare alla fibratura (5-percentile) | $f_{c,90,k}$ | 2.2 Mpa |
| Taglio (5-percentile) | $f_{v,k}$ | 1.8 Mpa |
| Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (medio) | $E_{0,mean}$ | 8000 Mpa |
| Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (5-percentile) | $E_{0,0,05}$ | 5360 Mpa |
| Modulo di elasticità perpendicolare alla fibratura (medio) | $E_{90,mean}$ | 270 Mpa |
| Modulo di taglio (medio) | G_{mean} | 500 Mpa |
| Massa volumica (5-percentile) | ρ_k | 310 kg/m ³ |
| Massa volumica (media) | ρ_{mean} | 370 kg/m ³ |

Resistenze di calcolo

I parametri che si utilizzano nel dimensionamento (parametri di calcolo, indicati con X_d), sono ottenuti a partire dai rispettivi parametri caratteristici (X_k) mediante la seguente relazione:

$$X_d = \frac{K_{mod} \cdot X_k}{\gamma_M}$$

dove γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza sul materiale e K_{mod} il coefficiente che tiene conto dell’umidità dell’ambiente dove l’opera è posta (classe di servizio) e della durata dell’azione cui l’opera è soggetta (classe di durata del carico).

Coefficiente parziale di sicurezza sul materiale γ_M

Il coefficiente di sicurezza parziale sul materiale γ_M tiene conto di eventuali variabilità delle proprietà dei materiali, nonché, in abbinamento con i coefficienti parziali di sicurezza per le azioni, di incertezze sulla geometria e sul modello di calcolo (§ 2.3, NTC 2008).

Per gli elementi lignei che compongono le opere di puntellamento si è distinto tra due elementi principali: elementi “primari” ed elementi “secondari”. I primi sono gli elementi principali dell’opera, ai quali per esempio è assegnata la maggior parte del carico e che non hanno subito grosse lavorazioni (intagli ecc.). Gli elementi secondari sono quelli che hanno funzione di diffusione degli sforzi.

Si adottano coefficienti di sicurezza distinti a seconda che l’elemento sia primario o secondario, ed abbia quindi semplice funzione di diffusione degli sforzi o meno; i coefficienti di sicurezza parziale sul materiale (γ_M) adottati sono riportati in Tabella 3.5. Nella stessa tabella si riporta anche il coefficiente parziale di sicurezza per le unioni, che assume sempre il valore 1.5.

Tabella 3.5 Coefficienti di sicurezza parziale sul materiale per gli elementi in legno massiccio primari e secondari, e per le unioni.

| Descrizione | γ_M |
|--------------------------------------|------------|
| Legno massiccio – elementi primari | 1.5 |
| Legno massiccio – elementi secondari | 1.0 |
| Unioni | 1.5 |

Classe di servizio e classe di durata del carico: K_{mod}

La funzione delle opere provvisionali è quella di “aiuto” nel sostenere il peso proprio di parti strutturali danneggiate dal sisma, oppure quella di evitare eventuali ribaltamenti di parti dell’opera a causa di repliche sismiche.

Nel primo caso, poiché l’opera deve sostenere il peso della struttura per l’intera vita dell’opera provvisoria (valutata in 10 anni) si considera una classe di durata del carico “lunga”. Nel secondo caso, invece, l’opera provvisoria è chiamata ad intervenire solamente in caso di sisma, e quindi è soggetta ad azioni di tipo istantaneo.

Per quanto riguarda la classe di servizio, a seconda che l’opera sia esposta o meno alle intemperie, si considera in classe di servizio 2 (caratterizzata da un’umidità del materiale in equilibrio con l’ambiente a una temperatura di 20°C e un’umidità relativa dell’aria circostante che superi l’85% solo per poche settimane all’anno) oppure 3 (caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2).

La Tabella 3.6 riporta i valori di K_{mod} per diverse classi di servizio e di durata del carico.

Tabella 3.6 Valori di K_{mod} , per legno massiccio, al variare delle classi di durata del carico e classe di esposizione (da NTC 2008).

| Classe di servizio | Classe di durata del carico | | |
|--------------------|-----------------------------|-------|------------|
| | Permanente | Lunga | Istantanea |
| classe 2 | 0.6 | 0.70 | 1.0 |
| classe 3 | 0.5 | 0.55 | 0.9 |

3.2.3.2 Picchetti e graffe

Per la realizzazione dei picchetti e delle graffe (denominate anche cambre) si utilizzano barre ad aderenza migliorata tipo FeB44k. Tale tipo di acciaio, pur non essendo più contemplato nelle NTC 2008, è ancora piuttosto diffuso.

Parametri caratteristici

Tabella 3.7 Parametri caratteristici (X_k) per i picchetti e le graffe.

| Descrizione | Simbolo | Valore |
|------------------------------------|-----------|------------------------|
| Resistenza caratteristica | $f_{y,k}$ | 430 MPa |
| Modulo di elasticità longitudinale | E | 206000 MPa |
| Modulo di elasticità tangenziale | G | 79231 MPa |
| Coefficiente di Poisson | ν | 0.3 |
| Peso specifico del materiale | γ | 77.0 kN/m ³ |

Resistenze di calcolo

I parametri che si utilizzano nel dimensionamento (parametri di calcolo), e indicati con X_d , sono ottenuti a partire dai rispettivi parametri caratteristici (X_k) mediante la seguente relazione:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_s}$$

Dove γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio (Tabella 3.8).

Tabella 3.8 Coefficiente di sicurezza parziale sul materiale per le barre d'acciaio (§ 4.1.2.1.1.3 delle NTC 2008).

| Materiale | γ_M |
|---------------|------------|
| Barre acciaio | 1.15 |

3.2.3.3 Acciai da carpenteria

Per gli elementi in acciaio si utilizzano acciai di tipo S275 (ex Fe430). Tale tipo di acciaio è il più diffuso e, rispetto al S235 (ex Fe360), consente di ottenere profili più leggeri che agevolano le operazioni di installazione in quota.

Resistenze e parametri caratteristiciTabella 3.9 Tensioni caratteristiche (X_k) dell'acciaio S275 (§ 11.3.4.1, NTC 2008).

| Descrizione | Simbolo | Valore |
|--|----------------------------|------------------------|
| Resistenza di snervamento per spessori ≤ 40 mm | f_{yk} ($s \leq 40$ mm) | 275 MPa |
| Resistenza di snervamento per spessori > 40 mm | f_{yk} ($s > 40$ mm) | 255 MPa |
| Resistenza di rottura per trazione per spessori ≤ 40 mm | f_{tk} ($s \leq 40$ mm) | 430 MPa |
| Resistenza di rottura per trazione per spessori > 40 mm | f_{tk} ($s > 40$ mm) | 410 MPa |
| Modulo di elasticità longitudinale | E | 210000 MPa |
| Modulo di elasticità tangenziale | G | 80769 MPa |
| Coefficiente di Poisson | ν | 0.3 |
| Peso specifico del materiale | γ | 77.0 kN/m ³ |

Resistenze di calcolo

I parametri che si utilizzano nel dimensionamento (parametri di calcolo), e indicati con X_d , sono ottenuti a partire dai rispettivi parametri caratteristici (X_k) mediante la relazione seguente:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M}$$

dove γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio (Tabella 3.10).

Tabella 3.10 Coefficiente di sicurezza parziale per i materiali, da utilizzare nel calcolo della resistenza dei profili in acciaio (§ 4.2.4.1 NTC 2008)

| Materiale | γ_M |
|--|----------------------|
| Resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4 | $\gamma_{M0} = 1.05$ |
| Resistenza ad instabilità delle membrature | $\gamma_{M1} = 1.05$ |
| Resistenza nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori) | $\gamma_{M2} = 1.25$ |

3.2.3.4 Bulloni e chiodi

Si utilizzano bulloni di classe 8.8, scelti per la loro facile reperibilità e diffusione. Le tensioni di snervamento e rottura sono riportate in Tabella 3.11.

Tabella 3.11 Tensioni di snervamento e rottura per bulloni e chiodi di classe 8.8 conformi, per le caratteristiche dimensionali, alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968 (§ 11.3.4.6, NTC 2008).

| Descrizione | Classe | 8.8 |
|-------------------------------|----------|-----|
| Tensione di snervamento (MPa) | f_{yb} | 640 |
| Tensione di rottura (MPa) | f_{tb} | 800 |

Resistenze di calcolo

I parametri che si utilizzano nel dimensionamento (parametri di calcolo), e indicati con X_d , sono ottenuti a partire dai rispettivi parametri caratteristici (X_k) mediante la seguente relazione:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M}$$

dove γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio (Tabella 3.12).

Tabella 3.12 Coefficiente di sicurezza parziale per i materiali, da utilizzare nel calcolo della resistenza di chiodi ed i bulloni (§ 4.2.8.1.1, NTC 2008)

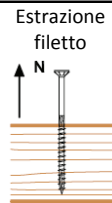
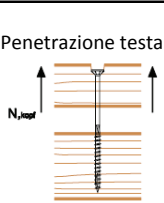
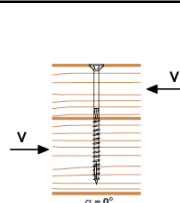
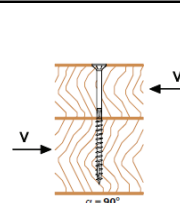
| Materiale | γ_M |
|--------------------------------|----------------------|
| Resistenza di chiodi e bulloni | $\gamma_{M2} = 1.25$ |

3.2.3.5 Viti per legno

Per le viti per legno si adottano i valori di resistenza ad estrazione e a taglio riportati dalle norme DIN 1052:2004 (vedi Tabella 3.13).

Resistenze caratteristiche

Tabella 3.13 Resistenze caratteristiche (X_k) ad estrazione e a taglio per viti da legno (da DIN 1052:2004).

| diametro d (mm) | lunghezza L (mm) | resistenza estrazione | | resistenza a taglio | |
|-------------------------|--------------------------|---|---|--|---|
| | | $R_{ax,k}$ (kN) | $R_{ax,k}$ (kN) | R_k (kN) | R_k (kN) |
| | |  |  |  |  |
| 5 | 100-120 | 2.89 | 1.16 | 1.61 | 1.61 |
| 6 | 100-120 | 3.47 | 1.66 | 2.24 | 2.24 |
| | 140-300 | 5.20 | 1.66 | 2.24 | 2.24 |
| 8 | 100-140 | 4.81 | 2.43 | 3.64 | 3.64 |
| | 160-280 | 7.39 | 2.43 | 3.64 | 3.64 |
| | 300-400 | 9.24 | 2.43 | 3.64 | 3.64 |
| 10 | 160-280 | 9.24 | 3.95 | 5.47 | 4.65 |
| | 300-400 | 11.55 | 3.95 | 5.47 | 4.65 |
| 12 | 200-280 | 11.09 | 4.97 | 6.58 | 5.55 |
| | 300-600 | 16.63 | 4.97 | 6.58 | 5.55 |

Resistenze di calcolo

I parametri che si utilizzano nel dimensionamento (parametri di calcolo), e indicati con X_d , sono ottenuti a partire dai rispettivi parametri caratteristici (X_k) mediante la relazione seguente:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M}$$

dove γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza relativo alle unioni tra elementi lignei (Tabella 3.14).

Tabella 3.14 Coefficiente parziale di sicurezza relativo alle unioni tra elementi lignei (§ 4.4.6, NTC 2008).

| Materiale | γ_M |
|-----------|------------|
| Unioni | 1.5 |

3.2.3.6 Cavi a trefolo in acciaio

Resistenze caratteristiche dei cavi

Per il calcolo delle opere provvisionali sono stati considerati cavi a trefolo aventi i valori minimi di resistenza caratteristica definiti nella Tabella 3.15.

Tabella 3.15 Valori dei carichi caratteristici ($X_k=Q_k$) a trazione dei cavi per differenti diametri (portata). I dati sono ricavati dal catalogo Teci (2009) per cavo S10^{ZN}.

| Diametro (mm) | Q_k | |
|------------------|-------|-------|
| | (kN) | (t) |
| 12 | 107.9 | 11.00 |
| 14 | 146.6 | 14.95 |
| 16 | 191.2 | 19.50 |
| 18 | 242.7 | 24.75 |
| 20 | 299.1 | 30.50 |
| 22 | 360.9 | 36.80 |
| 24 | 429.5 | 43.80 |

Resistenza di calcolo

I parametri che si utilizzano nel dimensionamento (parametri di calcolo), indicati con X_d , sono ottenuti a partire dai rispettivi parametri caratteristici (X_k) mediante la relazione seguente:

$$X_d = \alpha \cdot \frac{X_k}{\gamma_M}$$

dove γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza relativo ai cavi e α è il coefficiente di efficacia dell'attacco con morsetti.

Per l'impiego dei cavi a trefoli come tiranti nelle opere provvisionali, le azioni si possono considerare di tipo statico equivalente piuttosto che dinamiche; inoltre non sono presenti le problematiche tipiche del sollevamento quali, ad esempio, la possibilità di grossi sbilanciamenti dei carichi. Si è quindi ritenuto ragionevole adottare un coefficiente di sicurezza minore rispetto al valore di 5 previsto in caso di sollecitazioni dinamiche ripetute, in particolare $\gamma_M = 2.5$, valore che tiene conto delle caratteristiche statiche/vibratorie del carico e anche della possibilità che la

resistenza ultima del cavo venga ridotta a causa dell'adozione di raggi di curvatura ridotti.

Per tener conto dell'eventuale debolezza dei sistemi di giunzione effettuati con i morsetti, si considera un coefficiente di efficacia dell'attacco $\alpha = 0.8$.

Si ha quindi che:

$$Q_d = \alpha \cdot \frac{Q_k}{\gamma_M} = 0.8 \cdot \frac{Q_k}{2.5}$$

Si riportano in Tabella 3.16 i valori di progetto per i cavi.

Tabella 3.16 Valori dei carichi di progetto (Q_d) a trazione dei cavi per differenti diametri. I dati sono ricavati dal catalogo Tecni (2009) per cavo S10^{ZN}.

| Diametro (mm) | Q_d | |
|------------------|-------|-------|
| | (kN) | (t) |
| 12 | 34.5 | 3.52 |
| 14 | 46.9 | 4.78 |
| 16 | 61.2 | 6.24 |
| 18 | 77.7 | 7.92 |
| 20 | 95.7 | 9.76 |
| 22 | 115.5 | 11.78 |
| 24 | 137.5 | 14.02 |

3.2.3.7 Dispositivi per attacchi

Per le giunzioni e gli attacchi si utilizzano:

- golfari
- grilli
- tenditori

Come per i cavi, nei calcoli sono considerate resistenze di progetto ricondotte ad un coefficiente di sicurezza $\gamma_M = 2.5$ pertanto

$$Q_d = \frac{Q_k}{\gamma_M}$$

Tutti i dispositivi di attacco devono essere dimensionati per un carico superiore o uguale al carico di progetto del relativo cavo.

Golfari

Si adottano golfari tipo DIN 580 maschio e DIN 582 femmina (da catalogo Tecni) o equivalenti.

In Tabella 3.17 si riportano i carichi caratteristici (Q_k) e di calcolo (Q_d), ottenuti mediante l'impiego di un coefficiente di sicurezza parziale sul materiale $\gamma_M = 2.5$.

Tabella 3.17 Carichi caratteristici (Q_k) e di progetto (Q_d) per i golfari per differenti misure. I valori e la descrizione (misura) sono stati tratti da Tecì (2009).

| Misura (mm) | Q_k (kN) | Q_d (kN) |
|-------------|------------|------------|
| M30 | 141.2 | 56.5 |
| M36 | 200.0 | 80.0 |
| M42 | 274.6 | 109.8 |

Grilli

Si adottano grilli di tipo omega o equivalenti.

In Tabella 3.18 si riportano i valori minimi dei carichi caratteristici (Q_k) e di progetto (Q_d), ottenuti con coefficiente di sicurezza parziale sul materiale $\gamma_M = 2.5$.

Tabella 3.18 Valori minimi dei carichi caratteristici (Q_k) e di progetto (Q_d) per grilli omega per differenti misure. I valori e la descrizione (misura) sono stati tratti da Tecì (2009).

| Misura (mm) | Q_k (kN) | Q_d (kN) |
|-------------|------------|------------|
| A22 | 98.1 | 39.2 |
| A26 | 159.3 | 63.7 |
| A31 | 232.9 | 93.2 |
| A36 | 318.7 | 127.5 |
| A43 | 416.8 | 166.7 |

Tenditori

Si adottano due tipi di tenditore:

- tenditori zincati a due occhi, tipo O-O;
- tenditori zincati con due occhielli allungati, tipo IIB - UNI 2020.

In Tabella 3.19 e in Tabella 3.20 si riportano i rispettivi carichi caratteristici (Q_k) e di calcolo (Q_d), ottenuti con coefficiente di sicurezza parziale sul materiale $\gamma_M = 2.5$.

Tabella 3.19 Valori minimi dei carichi caratteristici (Q_k) e di progetto (Q_d) per tenditori zincati a due occhi tipo O-O per differenti misure. I valori e la descrizione (misura) sono stati tratti da Tecì (2009).

| Misura (mm) | Q_k (kN) | Q_d (kN) |
|-------------|------------|------------|
| M22 | 103.2 | 41.3 |
| M24 | 120.0 | 48.0 |
| M27 | 156.9 | 62.8 |
| M30 | 190.6 | 76.3 |
| M33 | 236.9 | 94.8 |
| M36 | 255.0 | 102.0 |
| M39 | 309.9 | 123.9 |

Tabella 3.20 Valori minimi dei carichi caratteristici (Q_k) e di progetto (Q_d) per tenditori zincati a due occhi tipo IIB per differenti misure. I valori e la descrizione (misura) sono stati tratti da Tecì (2009).

| Misura (mm) | Q_k (kN) | Q_d (kN) |
|-------------|------------|------------|
| A27 | 98.1 | 39.2 |
| A30 | 122.6 | 49.0 |
| A33 | 154.4 | 61.8 |
| A36 | 196.1 | 78.4 |
| A39 | 245.2 | 98.1 |
| A45 | 308.9 | 123.6 |
| A52 | 392.2 | 156.9 |

3.2.3.8 Tasselli ancoranti

Si utilizzano tasselli ancoranti di tipo meccanico aventi caratteristiche minime uguali o superiori a quelle riportate in Tabella 3.21.

Nel caso di impiego di tasselli chimici, al fine di garantire le stesse resistenze a trazione e a taglio definite nella Tabella 3.21, occorre acquisire informazioni su resistenze e modalità applicative dal fornitore del prodotto in base alla qualità della muratura, al diametro della barra e alla classe dell'acciaio.

Tabella 3.21 Valori minimi dei carichi e dei valori di posa per i tasselli ancoranti di tipo meccanico. I dati sono stati tratti da Würth (2009) per tasselli di tipo W-HAZ.

| Descrizione | Filetto | |
|---|---------|------|
| | M10 | M12 |
| Zona tesa, calcestruzzo fessurato C20/25 trazione (kN) | 7.6 | 12.3 |
| Zona tesa, calcestruzzo fessurato C20/25 taglio (kN) | 20.5 | 24.5 |
| Zona compressa, calcestruzzo non fessurato C20/25 trazione (kN) | 11.9 | 14.3 |
| Zona compressa, calcestruzzo non fessurato C20/25 taglio (kN) | 20.7 | 34.3 |
| Profondità foro (mm) | 95 | 105 |
| Diametro foro (mm) | 15 | 18 |
| Profondità ancoraggio (mm) | 70 | 80 |
| Distanza caratteristica tra ancoranti (mm) | 216 | 240 |
| Distanza minima tra ancoranti (mm) | 70 | 80 |
| Distanza caratteristica dai bordi (mm) | 107 | 120 |
| Distanza minima dai bordi (mm) | 70 | 80 |
| Spessore minimo supporto (mm) | 140 | 160 |
| Coppia di serraggio (M·m) | 55 | 80 |

3.2.3.9 Puntelli telescopici regolabili in acciaio

Per la progettazione degli interventi con utilizzo di puntelli telescopici in acciaio, si è fatto riferimento alla norma UNI EN 1065. Secondo tale norma i puntelli devono essere classificati secondo la resistenza caratteristica nominale $R_{y,k}$ e alla massima lunghezza l_{max} , come riportato nella Tabella 3.22.

Per i puntelli di classe A, B e C la resistenza caratteristica nominale riportata nella tabella è applicata alla massima lunghezza di estensione. Per i puntelli di classe D ed E la resistenza caratteristica nominale è applicata a tutte le possibili lunghezze di estensione.

I valori della resistenza di calcolo utilizzati sono stati dedotti da quelli della resistenza caratteristica, utilizzando un coefficiente di sicurezza pari a 1.7.

Tabella 3.22 Valori della lunghezza, alla massima estensione, e resistenza caratteristica nominale per le differenti classi dei puntelli telescopici in acciaio.

| Classe | Lunghezza alla massima estensione l_{max} (m) | Resistenza caratteristica nominale $R_{y,k}$ (kN) |
|--------|---|---|
| A 25 | 2.50 | 20.4 |
| A 30 | 3.00 | 17.0 |
| A 35 | 3.50 | 14.6 |
| A 40 | 4.00 | 12.8 |
| B 25 | 2.50 | 27.2 |
| B 30 | 3.00 | 22.7 |
| B 35 | 3.50 | 19.4 |
| B 40 | 4.00 | 17.0 |
| B 45 | 4.50 | 15.1 |
| B 50 | 5.00 | 13.6 |
| B 55 | 5.50 | 12.4 |
| C 25 | 2.50 | 40.8 |
| C 30 | 3.00 | 34.0 |
| C 35 | 3.50 | 29.1 |
| C 40 | 4.00 | 25.5 |
| C 45 | 4.50 | 22.7 |
| C 50 | 5.00 | 20.4 |
| C 55 | 5.50 | 18.6 |
| D 25 | 2.50 | 34.0 |
| D 30 | 3.00 | |
| D 35 | 3.50 | |
| D 40 | 4.00 | |
| D 45 | 4.50 | |
| D 50 | 5.00 | |
| D 55 | 5.50 | |
| E 25 | 2.50 | 51.0 |
| E 30 | 3.00 | |
| E 35 | 3.50 | |
| E 40 | 4.00 | |
| E 45 | 4.50 | |
| E 50 | 5.00 | |
| E 55 | 5.50 | |

3.2.3.10 Picchetti

Per l'ancoraggio a terra delle opere provvisionali, qualora necessario, si adottano barre ad aderenza migliorata FeB44k $\phi 26$ di lunghezza minima 80 cm, ed infisse nel terreno per una profondità minima di 50 cm.

La resistenza caratteristica del suddetto sistema di ancoraggio è stata valutata mediante prove in situ su terreno di varie caratteristiche. Tali prove hanno evidenziato sempre il cedimento del sistema di ancoraggio per snervamento della barra d'acciaio. In Tabella 3.23 si riportano i valori minimi di resistenza ottenuti nelle prove (Q_k) e i valori di resistenza di calcolo (Q_d), ottenuti mediante la relazione

$$Q_d = \frac{Q_k}{\gamma_M}$$

assumendo un coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_M = 1.25$.



Figura 3.5 Foto di una prova su picchetti.

Tabella 3.23 Resistenza minima da prove in situ (Q_k) e resistenze di calcolo (Q_d) per i sistemi di ancoraggio a terra mediante picchetti. Valori ottenuti su terreno di discrete caratteristiche e per una profondità di infissione di 50 cm.

| Descrizione | Q_k (kN) | Q_d (kN) |
|---------------------------|---------------|---------------|
| Picchetto $\phi 26/30+50$ | 12.5 | 10.0 |

Ipotesi e criteri di calcolo

4.1 Ipotesi e criteri di calcolo delle opere provvisionali standardizzate

In questo capitolo si illustrano i criteri e le ipotesi di calcolo posti alla base delle scelte progettuali e del dimensionamento delle opere provvisionali contenute nel Vademecum STOP.

La struttura della trattazione segue lo schema per punti illustrato nella Figura 4.1, di seguito riportata.



Figura 4.1 Struttura logica utilizzata per illustrare i criteri e le ipotesi alla base del dimensionamento delle opere provvisionali del Vademecum STOP

Nella trattazione viene utilizzata la stessa nomenclatura delle soluzioni progettuali e degli elementi strutturali e di completamento utilizzata nel Vademecum STOP.

4.2 Puntellatura di ritegno in legno

4.2.1 Descrizione e finalità dell'opera

La puntellatura di ritegno è un presidio esterno atto ad evitare il ribaltamento o lo spanciamento di pareti murarie fuori piano.

Finalità dell'opera è di impedire o contrastare i seguenti cinematismi:

- distacco della facciata a seguito della compromissione dell'ammorsamento su muri perimetrali o di spina (Figura 4.2.a);
- distacco della facciata per fessurazione sui muri perimetrali o di spina (Figura 4.2.b);
- spanciamento della parete verso l'esterno (Figura 4.2.c).

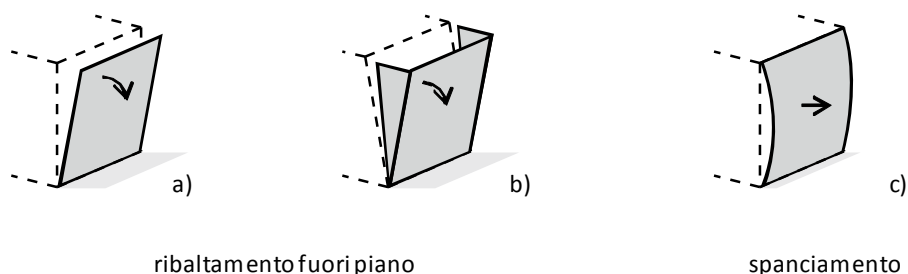


Figura 4.2 Cinematismi da contrastare. a) Ribaltamento della facciata a seguito della compromissione dell'ammorsamento sui muri perimetrali o di spina. b) Ribaltamento della facciata a seguito della fessurazione sui muri perimetrali o di spina. c) Spanciamento della parete verso l'esterno.

L'obiettivo è conseguito mediante un presidio esterno avente la capacità di trasferire le azioni sismiche orizzontali della parete da presidiare al suolo, ridistribuendole secondo componenti verticali ed orizzontali (Figura 4.3 e Figura 4.4).

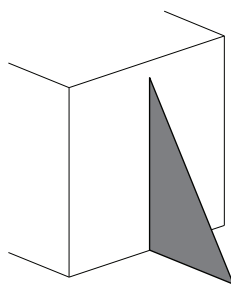


Figura 4.3 Rappresentazione del presidio esterno che deve contrastare i cinematismi; individuazione dello schema base.

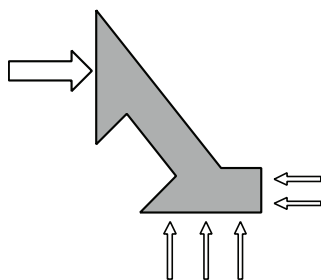


Figura 4.4 Rappresentazione schematica del presidio. È evidenziata la modalità di trasferimento delle azioni sismiche orizzontali della parete da presidiare al suolo, ridistribuendole secondo componenti verticali ed orizzontali.

4.2.2 Scelte progettuali

4.2.2.1 Soluzioni progettuali

Per le opere di puntellamento sono state individuate differenti soluzioni progettuali che si differenziano per la possibilità o meno di posizionare una base d'appoggio a terra alla stessa quota d'imposta della parete da contrastare. Si distinguono quindi due tipologie di configurazioni (Figura 4.5 e Figura 4.6):

- puntelli di ritegno su base d'appoggio;
- puntelli di ritegno a stampella.

La soluzione “su base d'appoggio” è indicata per i casi in cui sia possibile porre una base d'appoggio a terra alla quota d'imposta della parete e può essere indifferentemente eseguita secondo uno schema a fasci convergenti (i puntelli convergono tutti in uno stesso punto a terra) o a fasci paralleli (i puntelli sono tutti paralleli tra loro) (Figura 4.5).

La soluzione “a stampella” è indicata per tutti i casi in cui non sia possibile (o agevole) disporre una base d'appoggio alla quota d'imposta della parete e può essere eseguita indifferentemente secondo lo schema “puntelli multipli su punto d'appoggio” (i puntelli convergono in un punto) o “puntelli multipli su zona d'appoggio” (i puntelli convergono in una zona dalle dimensioni ridotte) (Figura 4.6).

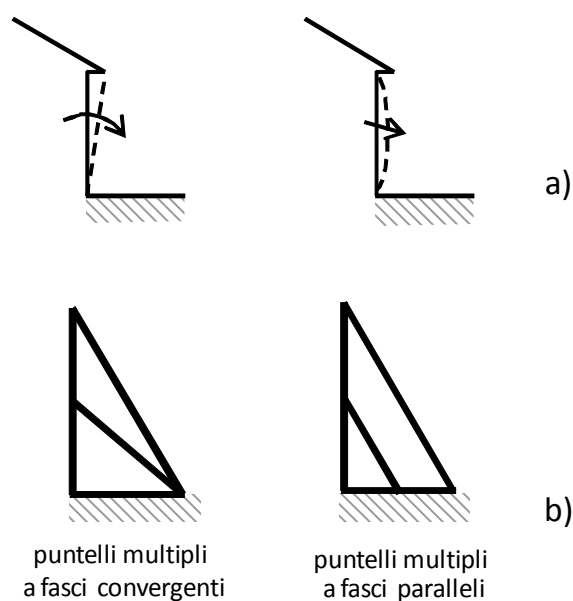


Figura 4.5 a) Situazioni in cui è possibile porre una base d'appoggio alla quota d'imposta della parete. b) Soluzioni "su base d'appoggio".

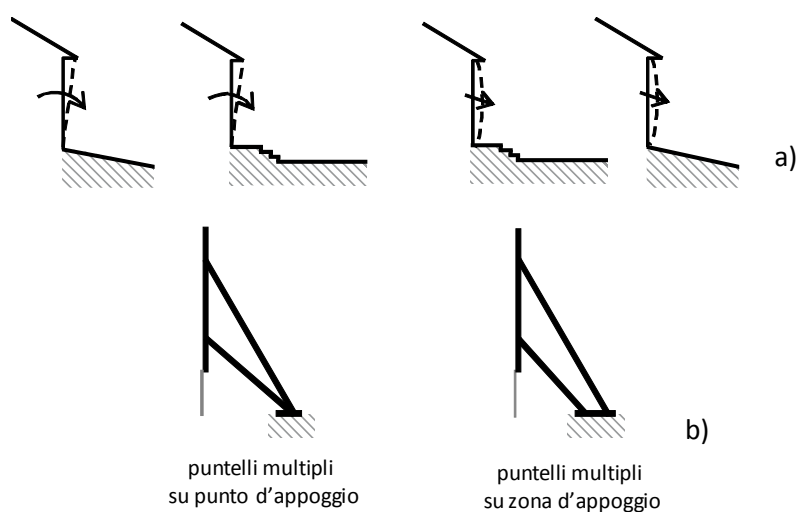


Figura 4.6 a) Situazioni in cui non è possibile porre la base d'appoggio alla quota d'imposta della parete. b) Soluzioni "a stampella".

Le due tipologie di soluzioni si possono differenziare, inoltre, in base all'altezza della parete da presidiare. In particolare, correlando l'altezza al numero di puntoni, si propongono le seguenti tre soluzioni:

- R1: 1 solo puntone; per altezze di puntellamento fino a 3 m (Figura 4.7);
- R2: 2 puntoni; per altezze di puntellamento da 3 a 5 m (Figura 4.8);
- R3: 3 puntoni; per altezze di puntellamento da 5 a 7 m (Figura 4.9).

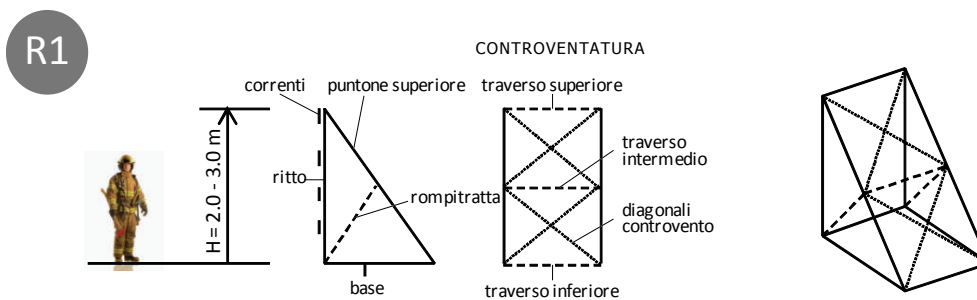


Figura 4.7 Puntelli di ritegno. Soluzione R1, per altezze di puntellamento fino a 3 m.

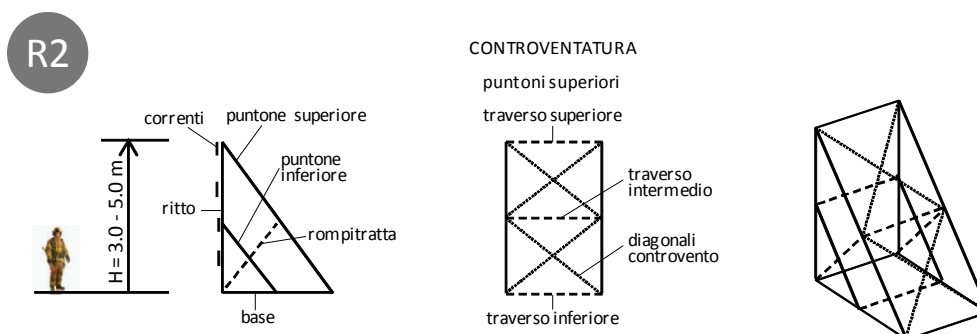


Figura 4.8 Puntelli di ritegno. Soluzione R2, per altezze di puntellamento da 3 a 5 m.

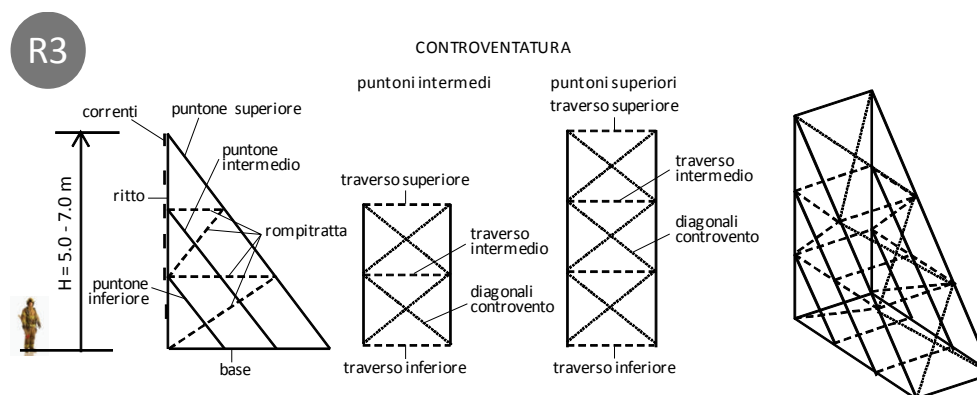


Figura 4.9 Puntelli di ritegno. Soluzione R3, per altezze di puntellamento da 5 a 7 m.

È sempre opportuno che ciascun puntone venga posto in prossimità del solaio di piano per meglio contrastare l'azione sismica; in questo modo a ciascun puntone viene attribuita un'area d'influenza della parete da presidiare di altezza pari circa all'altezza d'interpiano e larghezza uguale all'interasse tra i presidi (Figura 4.10).

La limitazione delle altezze di puntellamento a 7 m è dovuta alle lunghezze commerciali delle travi in legno utilizzabili (si veda la Tabella 3.2).

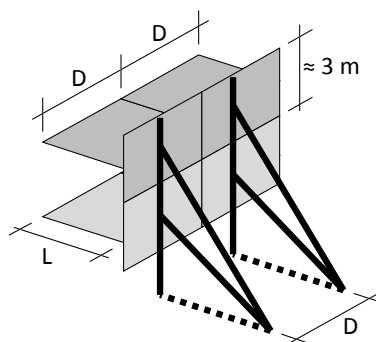


Figura 4.10 Schematizzazione dell'area di influenza di ciascun puntone.

Per ciascuna configurazione l'inclinazione ideale del puntone superiore è compresa tra circa 45° e 60° ; in particolare, per una maggiore semplicità esecutiva, in fase realizzativa sono state suggerite le pendenze limite 2:1 e 2:2 (Figura 4.11) per le quali è stato effettuato il dimensionamento.



Figura 4.11 Inclinazioni consentite per il puntone superiore.

4.2.2.2 Materiali

Il materiale utilizzato per l'opera provvisoria è il legno. Nei calcoli si è considerato un legno di bassa qualità, scegliendo di utilizzare la classe C16 (per le caratteristiche di tale materiale si veda il § 3.2.3).

In base alle ipotesi riportate nel § 3.1.1, si è stabilito di impiegare la stessa sezione di forma quadrata per tutti i componenti principali dell'opera.

Si prevede inoltre che gli elementi lignei siano esposti alle intemperie e pertanto per il dimensionamento si assumerà una classe di servizio 3.

Il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale γ_M è stato posto pari ad 1.5 per gli elementi principali (come ad es. i puntoni) e pari ad 1 per gli elementi secondari (si veda § 3.2.3.1).

4.2.2.3 Schema di calcolo

Le configurazioni individuate sono state calcolate attraverso schemi reticolari in cui le aste sono costituite da travi in legno considerate come incernierate alle estremità soggette a carichi concentrati ai nodi.

Per il calcolo dei puntoni, che sono gli elementi maggiormente sollecitati (§ 4.2.4.1), si utilizza lo schema statico riportato in Figura 4.12.

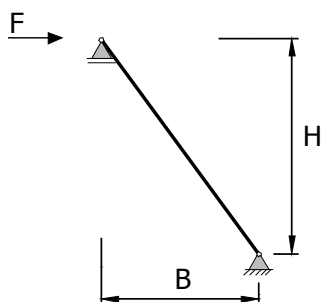


Figura 4.12 Schema statico adottato per il calcolo dei puntoni.

4.2.3 Carichi e azioni

4.2.3.1 Condizioni di carico

Nel calcolo dell'opera provvisoria si considerano le tipologie di carico riportate in Tabella 4.1. Nella stessa tabella sono riportate anche le classi di durata dei carichi (da utilizzare nelle verifiche degli elementi in legno). Per un'opera provvisoria si assume una vita nominale inferiore a 10 anni (§ 2.4.1, NTC 2008).

In generale si assumerà che i puntelli debbano sostenere le azioni orizzontali della muratura e di quota parte degli orizzontamenti con i relativi carichi permanenti e variabili.

Tabella 4.1 Condizioni di carico utilizzate e durata dei carichi.

| Descrizione | Classe di durata (durata) |
|------------------------------|------------------------------|
| Pesi strutturali (G_1) | Lunga (6 mesi – 10 anni) |
| Permanenti portati (G_2) | Lunga (6 mesi – 10 anni) |
| Variabili (Q) | Media (1 settimana – 6 mesi) |
| Azione sismica (E) | Istantaneo |

Per la classe di servizio 3 e per la classe di durata istantanea (azione sismica), per il legno massiccio si ricava $K_{mod} = 0.9$ (§ 4.4.6, NTC 2008).

4.2.3.2 Peso solai

Si assume l'ipotesi che i solai siano di tipo latero-cementizio di altezza 16+4 cm caricati in conformità alla normativa vigente secondo quanto previsto per i fabbricati di civile abitazione (§ 3.1, NTC 2008). Si considera un'area di influenza di solaio, gravante sulla muratura, di lunghezza pari a 2.5 m. A vantaggio di sicurezza si assume che il numero dei solai da contrastare sia pari al numero di puntoni dello schema statico di riferimento (1, 2 o 3).

La Tabella 4.2 riporta l'analisi dei carichi dei solai per lo scenario di riferimento.

Tabella 4.2 Analisi dei carichi dei solai per lo scenario di riferimento. Calcolo dei carichi derivanti da solaio in latero-cemento 16+4 cm.

| Nome | Descrizione | Pesi parziali | Peso totale |
|---|-------------------------------|-----------------------|-----------------------|
| permanententi strutturali (G_1) | solaio latero-cemento 16+4 cm | 2.6 kN/m ² | 2.6 kN/m ² |
| permanententi non strutturali (G_2) | intonaco | 0.3 kN/m ² | 3.0 kN/m ² |
| | caldana e massetto (8 cm) | 1.1 kN/m ² | |
| | pavimentazione | 0.4 kN/m ² | |
| | tramezzi | 1.2 kN/m ² | |
| carichi variabili (Q) | carichi di esercizio | 2.0 kN/m ² | 2.0 kN/m ² |

4.2.3.3 Peso muratura

Si ipotizza una muratura dal peso di 20 kN/m³; tale assunzione permette di considerare praticamente tutte le tipologie murarie, tenuto conto del fatto che non viene effettuata alcuna riduzione del carico legata alla presenza di aperture.

La Tabella 4.3 riporta l'analisi dei carichi della muratura per lo scenario di riferimento.

Tabella 4.3 Analisi dei carichi della muratura per lo scenario di riferimento.

| Nome | Descrizione | Simbolo | Peso |
|-------------------------------------|-------------|------------|----------------------|
| permanententi strutturali (G_1) | murature | γ_m | 20 kN/m ³ |

4.2.3.4 Combinazione dei carichi

In accordo col § 2.5.3 delle NTC 2008, la combinazione sismica è data da:

$$G_1 + G_2 + \psi_2 \cdot Q + E$$

con $\psi_2 = 0.3$ e in cui E rappresenta l'azione sismica.

4.2.3.5 Azione sismica

L'azione sismica sulla parete da presidiare è calcolata utilizzando lo spettro di progetto secondo quanto descritto al § 3.2.3 delle NTC 2008 ed è quindi dato dalla relazione:

$$F_a = S S_q(T) W_a$$

dove:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche (dato dal prodotto dei coefficienti di amplificazione topografica S_T e stratigrafica S_S);

T è il periodo fondamentale della struttura da presidiare;

$S_q(T)$ è il valore dell'ordinata spettrale in corrispondenza del periodo fondamentale della struttura;

W_a è il peso in combinazione sismica dell'elemento da presidiare.

Il fatto che la parete da trattenere è caratterizzata da un cinematismo fuori piano in atto, porta ad un significativo innalzamento del suo periodo fondamentale tale per cui l'accelerazione spettrale corrispondente risulta inferiore a quella di ancoraggio.

$$S_q(T) < \frac{a_g}{g}$$

dove:

a_g è il valore dell'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento in roccia orizzontale;

g è l'accelerazione di gravità.

A favore di sicurezza si assume comunque un valore minimo di accelerazione pari a quella del suolo, pertanto si ricava un'azione sismica (F_a) cui è soggetto l'elemento pari a:

$$F_a = S S_q(T) W_a = S \frac{a_g}{g} W_a$$

con il significato dei simboli definito sopra.

Nel caso di edificio a n piani, si ammette che l'azione sismica agente in corrispondenza di ciascun piano sia distribuita in modo proporzionale alla quota (h_j) (distribuzione triangolare); pertanto l'azione sul piano j -mo diviene:

$$F_j = \gamma_j \cdot F_a$$

dove il fattore di amplificazione γ_j vale:

$$\gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n W_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} h_j$$

e dove:

W_i è il peso del piano i -esimo;

h_i è la quota del piano i -esimo.

Nel caso di pesi di piano ed interpiani costanti, la relazione del coefficiente di amplificazione γ_j si semplifica nella forma:

$$\gamma_j = \frac{2j}{n+1}$$

Ovviamente si ha che

$$\sum_{i=1}^n F_i = F_a$$

e pertanto continua a valere che l'azione sismica totale si ottiene con la relazione

$$F_a = S \frac{a_g}{g} W_a$$

Per il calcolo dell'azione sismica si può giungere ad un risultato analogo considerando il fatto che la facciata da presidiare è una parete ormai "scollegata" dall'impianto strutturale e che quindi, in caso di una ulteriore scossa, lavorerà

fuori piano come elemento “secondario”. Per tali elementi le azioni sismiche (F_a), si possono calcolare in accordo con quanto riportato nel § 7.2.3 delle NTC 2008 (Eq. 7.2.1):

$$F_a = \frac{S_a \cdot W_a}{q_a}$$

dove:

S_a rappresenta l’accelerazione adimensionalizzata massima al suolo;

W_a il peso dell’elemento;

q_a il fattore di struttura.

Il termine S_a è definito come:

$$S_a = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \left[\frac{3 \left(1 + \frac{Z}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0.5 \right] \geq \frac{a_g}{g} \cdot S$$

in cui

S è il coefficiente che tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche;

Z è la quota del baricentro dell’elemento da presidiare;

H è l’altezza della costruzione;

T_a è il periodo fondamentale della parete da presidiare;

T_1 è il periodo fondamentale della struttura di cui la parete fa parte.

Nelle stesse ipotesi fatte in precedenza, ossia che la parete da presidiare abbia già subito un forte degrado della propria rigidezza, oppure sia già presente un cinematisimo, si può assumere che il suo periodo fondamentale di oscillazione (T_a) sia molto maggiore di quello della struttura di cui fa parte (T_1). Con questa supposizione, dalla formula 7.2.2 delle NTC 2008, si desume che l’elemento da presidiare subisce durante un sisma un’accelerazione massima pari a quella del suolo e quindi:

$$S_a = \frac{a_g}{g} \cdot S$$

Si ottiene che la forza orizzontale a cui è soggetta la parete da presidiare durante un evento sismico è pari a:

$$F_a = \frac{S_a \cdot W_a}{q_a} = \frac{a_g}{g} \cdot \frac{S \cdot W_a}{q_a}$$

dove i valori dell’accelerazione al suolo a_g e del coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche S , sono quelli definiti al § 3.2.1.

A favore di sicurezza infine, considerando un valore del fattore di struttura dell’elemento da presidiare unitario ($q_a=1$) sebbene a rigore la tabella 7.2.I delle

NTC 2008 per pareti esterne e di facciata preveda $q_a=2$, si ottiene un'azione sismica pari a:

$$F_a = \frac{a_g}{g} \cdot S_a \cdot W_a$$

analogamente a quella calcolata mediante l'utilizzo degli spettri.

Si noti tuttavia che la relazione 7.2.1 delle NTC 2008 non prevede l'utilizzo di alcun fattore amplificativo che tenga conto dell'eventuale distribuzione non uniforme dell'azione sismica con la quota (che in realtà rientra implicitamente nella definizione del coefficiente S_a). In questo modo sono penalizzate le pareti a quota minore, ma si sottostima l'azione sulle porzioni di pareti a quota maggiore.

L'approccio che si è seguito è dunque quello di dimensionare le opere di ritegno per l'azione maggiore, e quindi di utilizzare il calcolo dell'azione sismica mediante gli spettri di risposta, e dimensionando l'opera per l'elemento maggiormente sollecitato.

Per la definizione del peso in combinazione sismica dell'elemento da presidiare W_a , si fa riferimento ad un criterio di aree di influenza, secondo il quale a ciascun ritegno compete una porzione di muratura avente larghezza pari all'interasse tra i presidi e una porzione dei solai e della copertura gravanti sulla parete stessa. Tali assunzioni sono schematizzate in Figura 4.13.

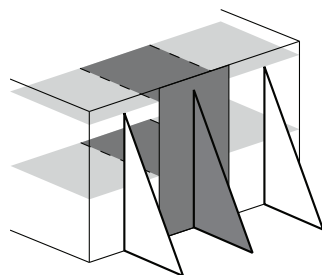


Figura 4.13 Rappresentazione delle aree di influenza per il puntello centrale (grigio). Al puntello viene assegnato il carico di parte della muratura e parte dei solai.

4.2.3.6 Scenari di carico

Al fine di semplificare quanto più possibile le scelte progettuali e di standardizzare le soluzioni, si è deciso di definire degli scenari di carico di riferimento.

In particolare, sono state considerate pareti di spessore fino a 60 cm e da 60 cm fino a 100 cm; tali valori si ritengono rappresentativi sia di costruzioni di civile abitazione che di opere monumentali di altezza complessiva rientrante nei limiti di applicazione della scheda STOP PR del Vademecum.

L'azione orizzontale è stata calcolata ipotizzando che a ciascun puntone competa una porzione di muratura di altezza pari a 3.0 m ed una porzione di solaio di lunghezza pari a 2.5 m (Figura 4.14).

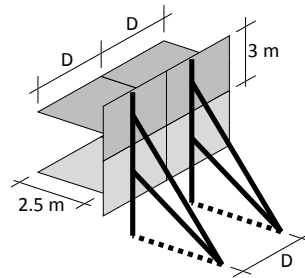


Figura 4.14 Scenario di carico di riferimento. Dimensioni utilizzate per il calcolo dei pesi di piano associati a ciascun puntone.

In tali ipotesi si ha che il peso del piano j -mo (W_j) in combinazione sismica vale:

$$W_j = W = W_{parete} + W_{solaio} = \gamma_m \cdot h_{int} \cdot s_m \cdot D + (G_1 + G_2 + \psi_2 \cdot Q) \cdot L_{solaio} \cdot D =$$

$$= 20 \frac{\text{kN}}{\text{mc}} \cdot 3.0 \text{ m} \cdot s_m \cdot D + (5.6 + 0.3 \cdot 2.0) \cdot 2.5 \text{ m} \cdot D = (60 \cdot s_m + 15.5) \cdot D \text{ [kN]}$$

con:

s_m spessore della parete muraria (in metri);

D interasse dei presidi (in metri);

γ_m peso specifico della muratura;

h_{int} altezza d'interpiano;

L_{solaio} luce d'influenza del solaio.

L'azione sismica ad ogni piano è calcolata tenendo conto delle accelerazioni definite per ogni classe di prestazione (si veda la Tabella 3.1).

4.2.4 Dimensionamento

Il dimensionamento dell'opera di ritegno viene effettuato svolgendo le seguenti verifiche:

- verifica dell'elemento maggiormente sollecitato;
- verifica delle criticità globali;
- verifica delle criticità locali.

La verifica di resistenza delle travi lignee si esegue sull'elemento maggiormente sollecitato (tipicamente il puntone superiore).

Le criticità globali che si considerano sono:

- a) possibile rotazione complessiva;
- b) possibile scivolamento alla base.

Le criticità locali sono:

1. possibile scalzamento verso l'alto della zona d'imposta superiore del puntello;

2. possibile scalzamento verso l'esterno della zona d'imposta alla base del puntello;
3. possibile sfilamento verso l'alto del ritto.

Tali criticità sono rappresentate in Figura 4.15.

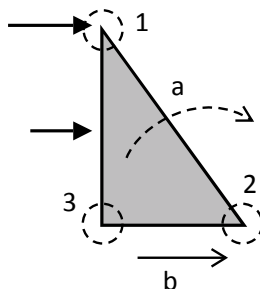


Figura 4.15 Criticità globali: a) possibilità di ribaltamento dell'opera; b) possibilità di scivolamento dell'opera.

Criticità locali: 1) possibilità di scalzamento verso l'alto della zona d'imposta superiore del puntello; 2) possibilità di scalzamento verso l'esterno della zona d'imposta alla base del puntello; 3) possibilità di sfilamento verso l'alto del ritto.

Le criticità elencate sono inibite da una corretta progettazione e realizzazione delle connessioni degli elementi e degli ancoraggi a terra come indicato nel Vademecum STOP.

4.2.4.1 Dimensionamento degli elementi critici

Il dimensionamento dell'opera è effettuato sull'elemento maggiormente sollecitato (elemento critico, ossia il puntone superiore, Figura 4.16) attraverso delle verifiche di stabilità per aste semplicemente compresse, secondo le indicazioni riportate al § 4.4.8.2.2 delle NTC 2008.

Per ragioni di semplicità esecutiva, la sezione così dimensionata è mantenuta tale anche per gli altri elementi "principali" dell'opera di ritegno (sono dunque esclusi i rompitratta, gli elementi di controvento e di contenimento).

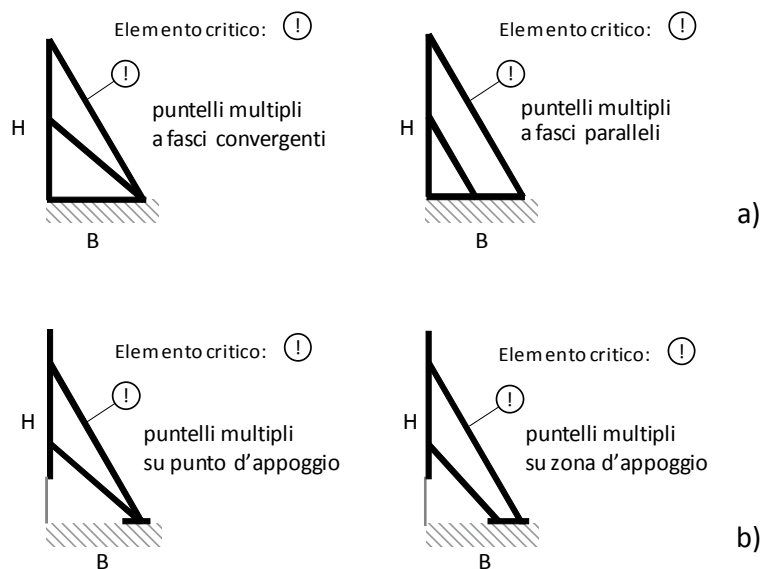


Figura 4.16 Determinazione dell'elemento maggiormente sollecitato, o critico, per puntelli a) "su base d'appoggio" e b) "a stampella".

4.2.4.2 Dimensionamento dei giunti e degli ancoraggi

Per ciascun giunto sono condotte le seguenti verifiche (Figura 4.17):

- verifica a taglio del tallone;
- verifica a schiacciamento del dente frontale;
- verifica a schiacciamento della parte posteriore del dente.

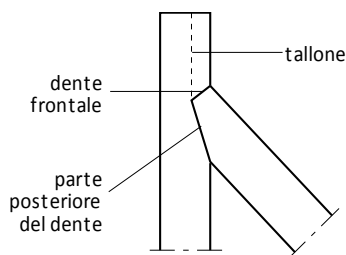


Figura 4.17 Localizzazione delle zone da verificare; il giunto maggiormente sollecitato è quello superiore in quanto, come evidenziato nella Figura 4.11, generalmente l'angolo tra ritto e diagonale è inferiore rispetto a quello tra base e diagonale, quindi la componente tagliante sul tallone è maggiore.

Per semplicità di esecuzione si prescrivono giunti di tipo "a dente singolo", con una fresata di profondità pari al massimo ad un quarto dell'altezza della sezione (Figura 4.18).

La verifica del tallone su tutte le configurazioni considerate è sempre soddisfatta per un prolungamento del ritto oltre il giunto di almeno 4 volte il lato della sezione (s). Per la base, poiché l'inclinazione è inferiore, è invece sufficiente un prolungamento pari a $3s$.

Per quanto riguarda lo schiacciamento del dente frontale si ammette una plasticizzazione locale del materiale.

La parte posteriore del dente risulta sempre verificata a schiacciamento locale.

Inoltre, per garantire l'integrità del giunto anche durante un evento sismico, si dispongono delle viti che collegano il puntone al ritto o alla base (Figura 4.18).

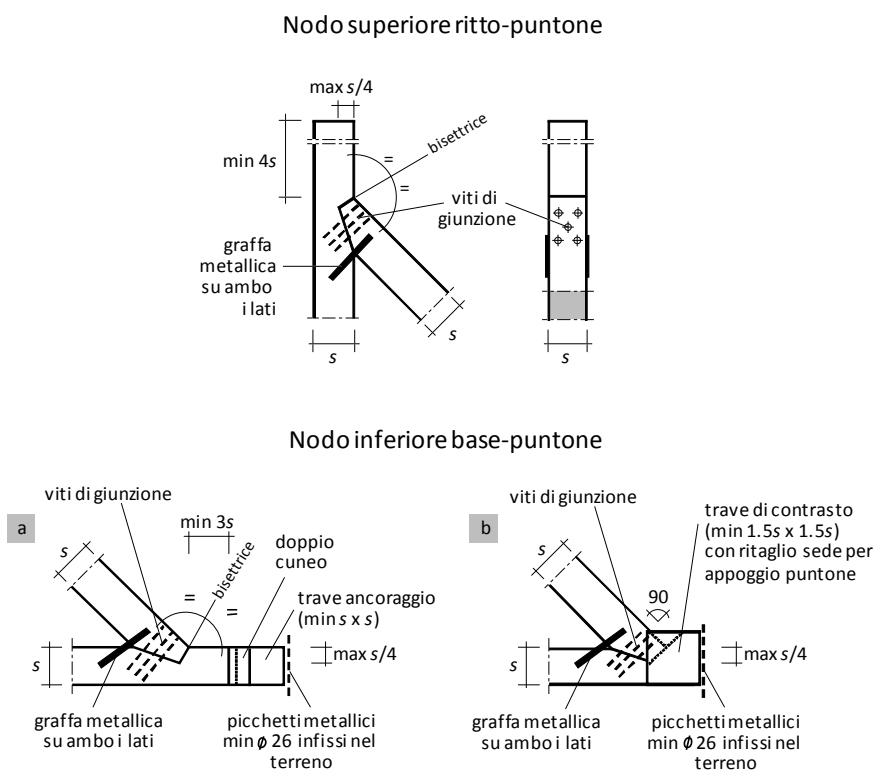


Figura 4.18 Caratteristiche geometriche dei giunti e lunghezza minima del tallone per giunti sul ritto e sulla base.

Ancoraggi

Il numero di picchetti di ancoraggio è definito in funzione della classe prestazionale associata all'opera e dei differenti scenari di configurazione e di carico. Tale numero è stato calcolato considerando la spinta orizzontale proveniente dalla struttura e riportata a terra dall'opera di ritegno (F_h), ridotta della componente legata all'attrito tra l'opera di ritegno e il terreno (F_a).

Detta R_p la resistenza di un picchetto (si veda la Tabella 3.23), il numero N di picchetti necessari per ogni puntello di ritegno è calcolato tramite l'espressione:

$$R_p \cdot N = F_h - F_a$$

Di conseguenza, essendo D l'interasse tra le opere di ritegno, il valore (d) dell'interasse tra i picchetti risulta: $d = D / N$.

Si assume infine una profondità di infissione di almeno 50 cm, su terreno di discrete caratteristiche (Figura 4.19).

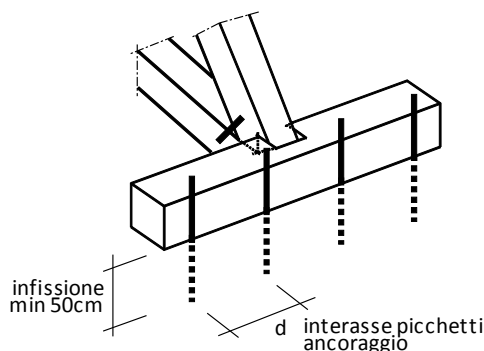


Figura 4.19 Particolare dell'ancoraggio a terra delle puntellature su base di appoggio. I picchetti devono essere infissi sul terreno per una profondità di almeno 50 cm e posti ad interasse d come indicato nel Vademecum STOP nella scheda PR.

4.2.5 Esempio di calcolo

Si riporta, a titolo di esempio, il calcolo di un'opera di ritegno di tipo R2 con le seguenti caratteristiche:

- classe prestazionale A ($S_a = 0.504$);
- numero di piani: $n = 2$;
- base: $B = 3.5$ m;
- interasse: $D = 1.5$ m;
- spessore parete muraria: $s_m = 100$ cm;
- altezza da presidiare $H = 5.0$ m.

La Tabella 3 nella scheda STOP PR del Vademecum STOP indica, per i valori sopra riportati, l'utilizzo di una sezione 18x18.

4.2.5.1 Verifica dell'asta critica

Calcolo delle sollecitazioni sui puntoni

Come indicato al § 4.2.3.6, l'azione su ogni puntello è calcolata ipotizzando che su ciascuno di essi agisca una porzione di muratura di altezza pari a 3 m e una porzione di solaio con lunghezza di influenza pari a 2.5 m.

Utilizzando i dati della Tabella 4.2 e della Tabella 4.3 si ottiene che il peso dei solai in combinazione sismica risulta:

$$P_s = G_1 + G_2 + \psi_2 \cdot Q = 2.6 + 3.0 + 0.3 \cdot 2.0 = 6.2 \text{ kN/m}^2$$

In tali ipotesi si ha che il peso del piano j -mo in combinazione sismica vale:

$$W_j = W = W_{\text{parete}} + W_{\text{solaio}} = \gamma_m \cdot h_{\text{int}} \cdot s_m \cdot D + (G_1 + G_2 + \psi_2 \cdot Q) \cdot L_{\text{solaio}} \cdot D =$$

$$= 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 3.0 \text{ m} \cdot 1.0 \text{ m} \cdot 1.5 \text{ m} + (2.6 + 3.0 + 0.3 \cdot 2) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2.5 \text{ m} \cdot 1.5 \text{ m} = 113.3 \text{ kN}$$

L'azione sismica ad ogni piano è calcolata in accordo al § 4.2.3.5. Tale azione si immagina concentrata in corrispondenza del solaio di piano. La forza statica equivalente è stata calcolata con la relazione seguente:

$$F_a = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot W_a$$

Nel caso di un puntellamento su due piani si ottengono i valori in Tabella 4.4.

Tabella 4.4 Pesì di piano, coefficienti amplificativi e forze di piano per un puntello di tipo R2 con base $B=3.5$ m, interasse $D=1.5$ m, spessore muratura $s_m=100$ cm.

| | W_j (kN) | γ_j | $F_{h,j}$ (kN) (classe A) |
|---------|------------|------------|---------------------------|
| piano 1 | 113.3 | 0.66 | 38.1 |
| piano 2 | 113.3 | 1.33 | 76.1 |

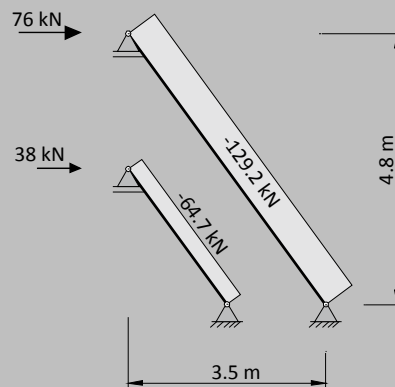


Figura 4.20 Schema statico e sollecitazioni per l'esempio di calcolo.

Risolvendo lo schema statico si ottengono gli sforzi normali sui puntoni in Tabella 4.5.

Tabella 4.5 Sforzi normali sui puntoni del puntello R2.

| | N (kN) |
|--------|----------|
| Asta 1 | -64.7 |
| Asta 2 | -129.2 |

Verifiche asta critica

Si riporta di seguito la verifica dell'asta maggiormente sollecitata (asta 2, corrispondente al puntone superiore).

L'asta 2 è realizzata in legno C16 (per i parametri caratteristici si veda la Tabella 3.4). Si considerano inoltre le seguenti classi:

classe di servizio: 3

classe durata dei carichi: istantanea

Si assumono quindi i seguenti valori:

$$f_{c,0,k} = 17 \text{ MPa}$$

$$K_{mod} = 0.90$$

$$\gamma_M = 1.50$$

$$f_{c,0,d} = K_{mod} \cdot f_{c,0,k} / \gamma_M = 10.2 \text{ MPa}$$

e i seguenti parametri geometrici:

$$L = 6.0 \text{ m} \quad \text{lunghezza asta}$$

$$18 \times 18 \quad \text{sezione}$$

$$A = 324 \text{ cm}^2 \quad \text{area}$$

$$J_x = J_y = J = 8748 \text{ cm}^4 \quad \text{momento d'inerzia}$$

$$\rho = \sqrt{J/A} = 5.19 \text{ cm} \quad \text{raggio giratore d'inerzia}$$

$$\beta_x = \beta_y = 0.5 \quad \text{coefficiente che tiene conto della presenza dei rompitratte in mezzera nelle due direzioni}$$

§4.4.8.2.2, NTC 2008: elementi compressi (instabilità di colonna)

$$l_{eff,x} = l_{eff,y} = \beta_x \cdot L = 3.0 \text{ m} \quad \text{lunghezza libera di inflessione}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = l_{eff,x} / \rho = 57.7 \quad \text{snellezza}$$

$$E_{0.05} = 5360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{crit,c} = \pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot \rho^2 / l_{eff,x}^2 = 15.8 \text{ MPa}$$

$$\lambda_{rel,c} = \sqrt{f_{c,0,k} / \sigma_{crit,c}} = 1.04$$

$$\beta_c = 0.2 \quad \text{legno massiccio}$$

$$k = 0.5 \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,c} - 0.3) + \lambda_{rel,c}^2] = 1.12$$

$$k_{crit,c} = 1 / \left(k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2} \right) = 0.66$$

Sforzo normale agente: $N = 129.2 \text{ kN}$

$$\sigma_{c,0,d} = N / A = 3.99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,0,d} / (k \cdot f_{c,0,d}) = 3.99 / (0.66 \cdot 10.2) = 0.59 < 1$$

VERIFICATO

4.2.5.2 Verifica giunto

Per i giunti, la verifica più rilevante è quella che concerne la tenuta a taglio parallelo alla fibratura del tallone (scalzamento del tallone, Figura 4.21).

Per la verifica si utilizza la seguente formula:

$$\tau_d = \frac{N \cdot [\cos \alpha - f_a \cdot \sin(\alpha - \beta) \cdot \cos \beta]}{s \cdot 4s} \leq f_{v,d}$$

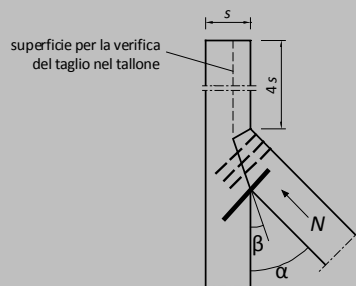


Figura 4.21 Schema per la verifica dello scalzamento del tallone e individuazione della superficie di verifica.

Si assumono i seguenti valori:

$$f_{v,k} = 1.8 \text{ MPa}$$

$$K_{mod} = 0.90$$

$$\gamma_M = 1.50$$

$$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M = 1.08 \text{ MPa}$$

Si riporta la verifica del giunto maggiormente sollecitato per l'asta 2 dell'esempio precedente.

Giunto in testa all'asta 2:

$$N = -129.2 \text{ kN} \quad \text{sforzo normale}$$

$$f_a = 0.4 \quad \text{coefficiente d'attrito statico (legno-legno)}$$

$$\alpha = 36^\circ$$

$$\beta = 9^\circ$$

$$s = 18 \text{ cm}$$

$$\tau_d = N \cdot [\cos \alpha - f_a \cdot \sin(\alpha - \beta) \cdot \cos \beta] / (4s^2) = 0.63 \text{ MPa} \leq 1.08 \text{ MPa} \quad \text{VERIFICATO}$$

Inoltre, per garantire l'integrità del giunto anche durante un evento sismico il puntone viene collegato al ritto e alla base tramite viti, come illustrato in Figura 4.21.

Si omettono le verifiche a schiacciamento locale della parte anteriore e posteriore del dente in quanto, per tali parti, si ammette che si possano verificare fenomeni di plasticizzazione locale.

4.2.5.3 Verifica ancoraggi

Per la verifica degli ancoraggi si definisce l'azione orizzontale da affidare alla tenuta dei picchetti come l'azione orizzontale totale del puntone cui è sottratta la componente dovuta all'attrito.

Si riporta il calcolo per l'opera di ritegno che si sta analizzando nell'esempio, considerando però, a favore di sicurezza, la configurazione a puntoni convergenti (Figura 4.22).

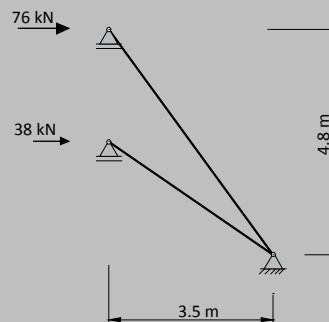


Figura 4.22 Schema di puntello a fasci convergenti.

$D = 1.5 \text{ m}$ interasse tra i puntelli

$A_{h,1} = 76.1 \text{ kN}$ azione orizzontale asta 1

$A_{h,2} = 38.1 \text{ kN}$ azione orizzontale asta 2

$A_{h,t} = 114.2 \text{ kN}$ azione orizzontale totale

$A_{v,1} = 104.4 \text{ kN}$ azione verticale asta 1

$A_{v,2} = 26.1 \text{ kN}$ azione verticale asta 2

$A_{v,t} = 130.5 \text{ kN}$ azione verticale totale

$f_a = 0.5$ coefficiente d'attrito legno-terreno

$R_p = 10 \text{ kN}$ tenuta di un picchetto

$A_h = A_{h,t} - f_a \cdot A_{v,t} = 48.9 \text{ kN}$ azione orizzontale da trattenerne

Si dispongono pertanto i picchetti con interasse:

$d = D \cdot R_p / A_h = 0.30 \text{ m}$

4.3 Puntellatura di contrasto in legno

4.3.1 Descrizione e finalità dell'opera

La puntellatura di contrasto è un presidio esterno atto ad evitare il ribaltamento o lo spanciamento di pareti murarie fuori piano che sfrutta la possibilità di trasferire i carichi orizzontali ad un edificio prospiciente.

Obiettivo dell'intervento è impedire o contrastare:

- a) il ribaltamento della facciata a seguito della compromissione dell'ammorsamento sui muri perimetrali o di spina. (Figura 4.23.a);
- b) il ribaltamento della facciata a seguito della fessurazione sui muri perimetrali o di spina (Figura 4.23.b);
- c) lo spanciamento della parete verso l'esterno (Figura 4.23.c).

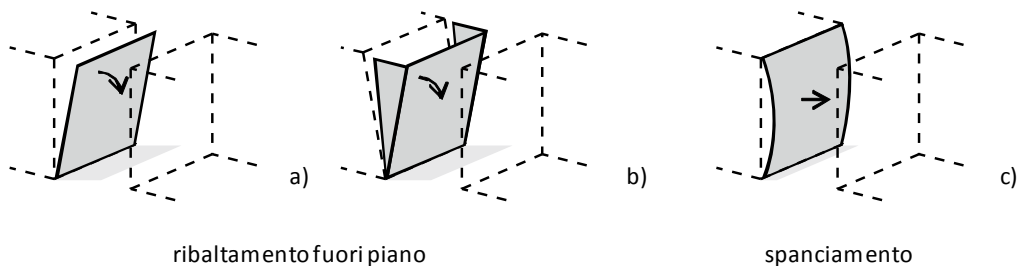


Figura 4.23 Cinematismi da contrastare. a) Ribaltamento della facciata a seguito della compromissione dell'ammorsamento sui muri perimetrali o di spina. b) Ribaltamento della facciata a seguito della fessurazione sui muri perimetrali o di spina. c) Spanciamento della parete verso l'esterno.

L'obiettivo è conseguito mediante un presidio esterno avente la capacità di trasferire le azioni sismiche orizzontali della parete da presidiare ad un edificio prospiciente in buone condizioni, ridistribuendole secondo componenti prevalentemente orizzontali (Figura 4.24 e Figura 4.25).

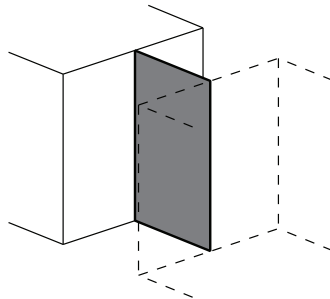


Figura 4.24 Rappresentazione del presidio esterno che deve contrastare i cinematismi fuori piano della facciata.

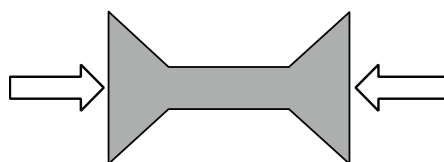


Figura 4.25 Rappresentazione schematica del presidio. Viene evidenziata la capacità di trasferire le azioni sismiche orizzontali della parete da presidiare al fabbricato prospiciente, ridistribuendole secondo componenti prevalentemente orizzontali.

4.3.2 Scelte progettuali

4.3.2.1 Soluzioni progettuali

Per le opere di puntellamento di contrasto sono state individuate differenti soluzioni progettuali, principalmente basate sul riconoscimento tra due scenari:

- contrasto alla pari: la parete da sostenere ha un'altezza uguale o inferiore al fabbricato di contrasto (o presidiante);
- contrasto con scarico: la parete da sostenere è più alta del fabbricato di contrasto.

La Figura 4.26 illustra la classificazione appena introdotta.

| SCENARIO | SOLUZIONE |
|--|---------------------------------------|
| <p>La parete da sostenere ha una altezza uguale o inferiore al fabbricato di contrasto</p> | <p>P CONTRASTO ALLA PARI</p> |
| <p>La parete da sostenere è più alta del fabbricato di contrasto</p> | <p>S CONTRASTO CON SCARICO</p> |

Figura 4.26 Scenari possibili per i puntelli di contrasto. Contrasto alla pari (“P”) quando la parete da sostenere ha un'altezza uguale o inferiore al fabbricato di contrasto. Contrasto con scarico (“S”): quando la parete da sostenere è più alta del fabbricato di contrasto.

Le soluzioni, inoltre, sono diversificate in funzione delle dimensioni geometriche del problema, in particolare in base al numero di impalcati (contrasto al 1°, 2° o 3° impalcato) e alla distanza (L) tra l'edificio da presidiare e quello presidiante (in particolare i valori di L sono definiti in riferimento all'altezza di interpiano h : $L \leq h$; $h < L \leq 1.5 \cdot h$; $1.5 \cdot h < L \leq 2 \cdot h$). Le configurazioni che si individuano per i differenti valori dei due parametri sono rappresentate in Figura 4.27 per la soluzione "contrasto alla pari" ("P") e in Figura 4.28 per la soluzione "contrasto con scarico" ("S").

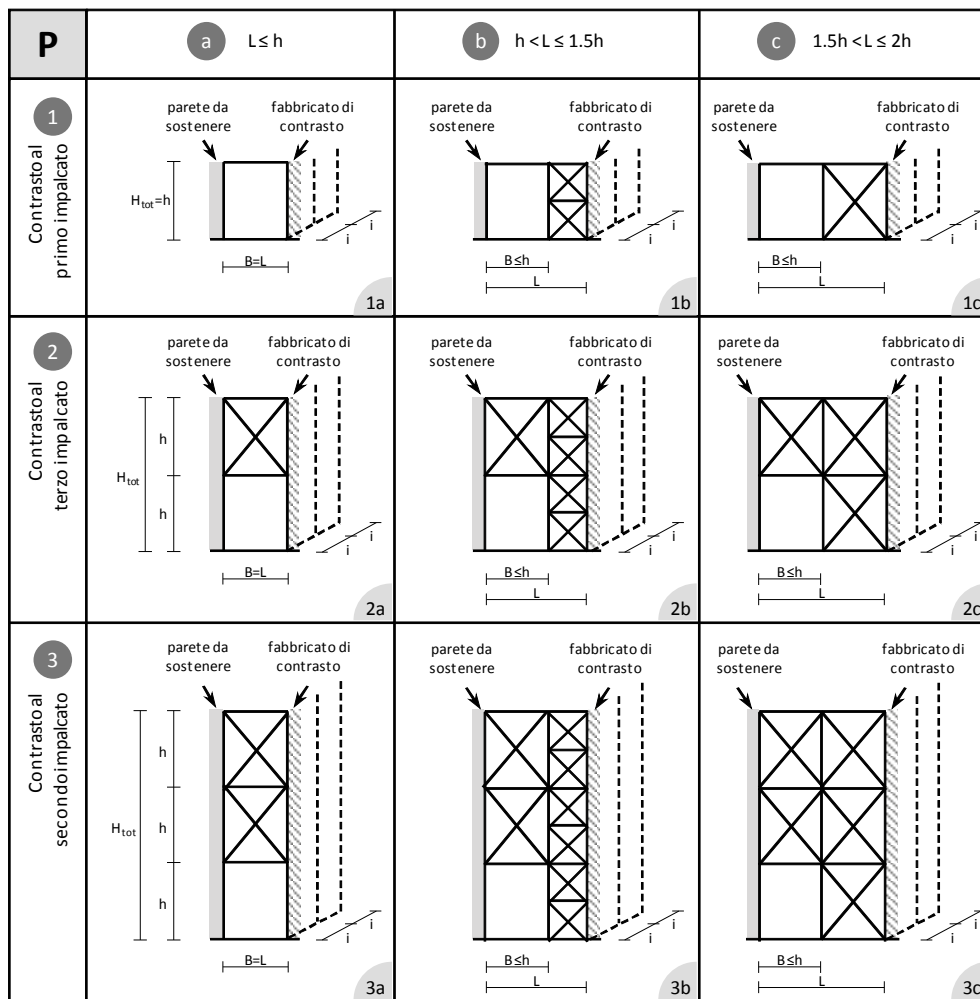


Figura 4.27 Soluzioni progettuali per contrasti alla pari, diversificate in base al numero di impalcati dell'edificio da presidiare e presidiante e in base alla distanza tra i due edifici.

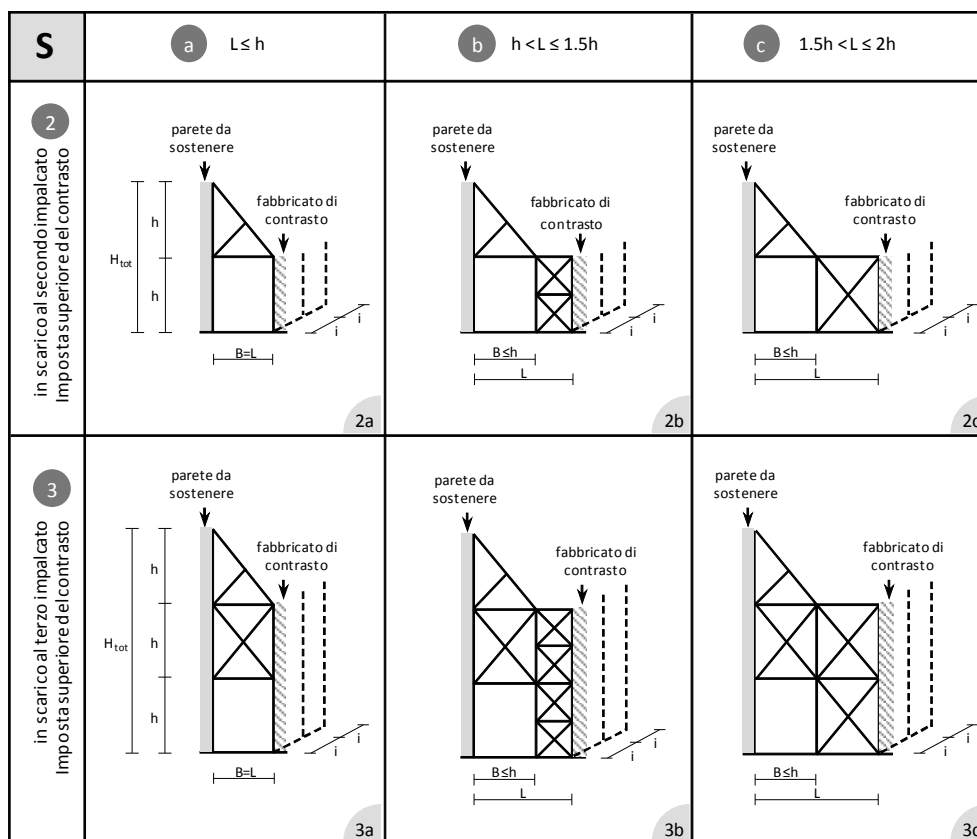


Figura 4.28 Soluzioni progettuali per contrasti in scarico, diversificate in base al numero di impalcati dell'edificio da presidiare e presidiante e in base alla distanza tra i due edifici.

Si osserva che nei casi in cui $L > h$ si prevede la presenza di un elemento di irrigidimento verticale. Lo scopo di tale elemento è duplice: in primo luogo limita la lunghezza del traverso e consente un'inclinazione ottimale per l'elemento diagonale; in secondo luogo consente la gestione delle criticità legate allo scarico delle sollecitazioni su pareti che potrebbero non essere in grado di sopportare la spinta, attraverso la diffusione degli sforzi.

4.3.2.2 Materiali

Il materiale utilizzato per l'opera provvisoria è il legno. Nei calcoli si è considerato un legno di bassa qualità, in particolare si è scelto di utilizzare la classe C16 (Tabella 3.4).

In base alle ipotesi riportate nel § 3.1.1, si è stabilito di impiegare la stessa sezione di forma quadrata per tutte le parti principali dell'opera.

Si prevede, inoltre, che gli elementi lignei siano esposti alle intemperie e pertanto per il dimensionamento si assume una classe di servizio 3.

Il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale γ_M è stato posto pari ad 1.5 per gli elementi principali (come ad es. i diagonali compressi) e pari ad 1 per gli elementi secondari (si veda il § 3.2.3.1).

4.3.3 Carichi e azioni

Le definizioni dei carichi e delle azioni sono le stesse utilizzate per i puntelli di ritegno (§ 4.2.3).

4.3.4 Dimensionamento

Per il dimensionamento del puntellamento di contrasto si adottano le stesse indicazioni riportate nella scheda STOP PR per i puntelli di ritegno. In particolare viene dimensionato l'elemento maggiormente sollecitato (elemento critico) per ogni soluzione progettuale. L'elemento critico coincide, per gli schemi "alla pari" con il traverso superiore, mentre negli schemi "con scarico" con il diagonale principale (Figura 4.29). Le dimensioni della sezione dell'elemento critico sono definite in funzione della larghezza della zona di passaggio (B) e dell'altezza d'interpiano (h) (si veda la Figura 4.29). Nel caso di schema P1 la lunghezza del puntone coincide con la distanza B .

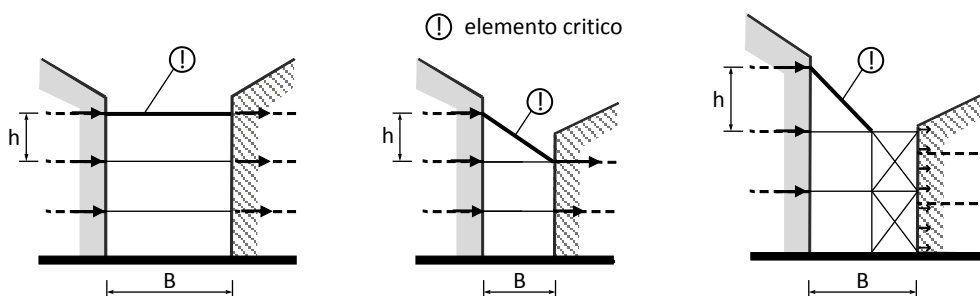


Figura 4.29 Individuazione dell'elemento critico del puntello di contrasto. Per convenzione si assume che la parete da presidiare sia sempre quella di sinistra.

L'applicabilità delle tabelle riportate nella scheda STOP PR al caso della scheda STOP PC è supportata dalla validità delle stesse ipotesi di calcolo:

- rapporto B/h dell'elemento critico compreso nell'intervallo $[0.5; 1]$;
- classe dei puntelli in legno non inferiore a C16.

Il dimensionamento è stato fatto considerando la condizione più sfavorevole, in particolare per il contrasto alla pari si è posto $B=h$ (massima lunghezza del traverso) mentre per il contrasto con scarico si è posto $B=0.5 \cdot h$ (massima inclinazione e quindi massimo sforzo sul diagonale).

Coerentemente con le ipotesi di calcolo formulate, è bene specificare che i puntelli di contrasto dimensionati con la scheda STOP PC non sono pensati per contrastare fenomeni di martellamento tra fabbricati; tuttavia tengono conto dell'autoportanza della puntellatura in caso di potenziale allontanamento reciproco delle pareti prospicienti durante un sisma.

4.3.4.1 Dimensionamento degli elementi critici

Il dimensionamento dell'opera di contrasto viene effettuato in modo simile a quanto già presentato per i puntelli di ritegno: a partire dalla forza sismica di piano si dimensionano gli elementi maggiormente sollecitati.

Per il contrasto alla pari si adottano, cautelativamente, le stesse sezioni calcolate per i puntelli di ritegno a parità di base B , di interasse D e di altezza complessiva H . Si è infatti verificato che la maggior lunghezza libera d'inflessione è supplita dal minor sforzo normale agente.

Nel caso di contrasto con scarico, fissate B , D e H , è stata verificata la possibilità di utilizzare le sezioni dei puntelli di ritegno R1 nonostante le azioni siano leggermente superiori (si ricorda che le azioni sismiche dipendono dalla quota). Per le configurazioni S2 si è appurato che tale ipotesi è corretta. Per le configurazioni S3, invece, l'incremento delle sollecitazioni dovuto alla maggior quota del contrasto, è tale da rendere insufficienti le sezioni definite negli schemi R1; si è quindi passati ai valori definiti per i puntelli R2 e se ne è verificata l'adeguatezza per le configurazioni S3.

La Tabella 4.6 illustra la corrispondenza tra le sezioni previste per gli schemi di puntelli di contrasto (STOP PC) e le sezioni dei puntelli di ritegno (STOP PR).

Tabella 4.6 Corrispondenza tra le sezioni definite per i puntelli di contrasto e quelle dei puntelli di ritegno.

| Configurazione STOP PC | | Configurazione corrispondente STOP PR |
|---------------------------|----|---|
| Contrasto alla pari | P1 | R1 |
| | P2 | R2 |
| | P3 | R3 |
| Contrasto con scarico | S2 | R1 |
| | S3 | R2 |

Risultato dei ragionamenti illustrati, sono le tabelle di dimensionamento dei sistemi di contrasto (Tabella 4.7 e Tabella 4.8).

Tabella 4.7 Tabella di dimensionamento dei sistemi di contrasto alla pari

| P | Dimensionamento di RITTI, TRAVERSI, LONGHERONI, DIAGONALI PRINCIPALI | | | | | | | |
|--|--|-----------------|---|-----------------|---|-----------------|---|-----------------|
| | Classe A | | | | Classe B | | | |
| | Spessore max parete da sostenere: $s_m \leq 0.6 \text{ m}$ | | Spessore max parete da sostenere: $0.6 \text{ m} < s_m \leq 1.0 \text{ m}$ | | Spessore max parete da sostenere: $s_m \leq 0.6 \text{ m}$ | | Spessore max parete da sostenere: $0.6 \text{ m} < s_m \leq 1.0 \text{ m}$ | |
| Altezza complessiva $H_{tot} \text{ (m)}$ | Sezione (cmxcm) | Interasse i (m) | Sezione (cmxcm) | Interasse i (m) | Sezione (cmxcm) | Interasse i (m) | Sezione (cmxcm) | Interasse i (m) |
| $6\text{m} < H_{tot} \leq 9\text{m}$ | 20 x 20 | max 2.0 | 20 x 20 | max 1.5 | 20 x 20 | max 2.0 | 20 x 20 | max 2.0 |
| $3\text{m} < H_{tot} \leq 6\text{m}$ | 18 x 18 | max 2.0 | 20 x 20 | max 2.0 | 15 x 15 | max 2.0 | 18 x 18 | max 2.0 |
| $H_{tot} \leq 3\text{m}$ | 15 x 15 | max 2.0 | 18 x 18 | max 2.0 | 13 x 13 | max 2.0 | 15 x 15 | max 2.0 |

Tabella 4.8 Tabella di dimensionamento dei sistemi di contrasto in scarico.

| S | Dimensionamento di RITTI, TRAVERSI, LONGHERONI, DIAGONALI PRINCIPALI, ELEMENTI DI BLOCCO | | | | | | | |
|--|--|-----------------|---|-----------------|---|-----------------|---|-----------------|
| | Classe A | | | | Classe B | | | |
| | Spessore max parete da sostenere: $s_m \leq 0.6 \text{ m}$ | | Spessore max parete da sostenere: $0.6 \text{ m} < s_m \leq 1.0 \text{ m}$ | | Spessore max parete da sostenere: $s_m \leq 0.6 \text{ m}$ | | Spessore max parete da sostenere: $0.6 \text{ m} < s_m \leq 1.0 \text{ m}$ | |
| Altezza complessiva $H_{tot} \text{ (m)}$ | Sezione (cmxcm) | Interasse i (m) | Sezione (cmxcm) | Interasse i (m) | Sezione (cmxcm) | Interasse i (m) | Sezione (cmxcm) | Interasse i (m) |
| $6\text{m} < H_{tot} \leq 9\text{m}$ | 18 x 18 | max 2.0 | 20 x 20 | max 2.0 | 15 x 15 | max 2.0 | 18 x 18 | max 2.0 |
| $3\text{m} < H_{tot} \leq 6\text{m}$ | 15 x 15 | max 2.0 | 18 x 18 | max 2.0 | 15 x 15 | max 2.0 | 15 x 15 | max 2.0 |

4.3.5 Esempio di calcolo

Per gli esempi di calcolo si rimanda al paragrafo relativo alla scheda STOP PR.

4.4 Puntelli di sostegno e sbadacchiatura aperture

4.4.1 Descrizione e finalità dell'opera

I puntelli di sostegno e sbadacchiatura delle aperture sono presidi atti a contrastare la caduta della parte muraria al di sopra delle aperture e la conseguente possibile perdita d'appoggio del solaio soprastante (Figura 4.30.a); possono inoltre contrastare l'eccessiva deformazione dei maschi murari posti lateralmente al vano (Figura 4.30.b).

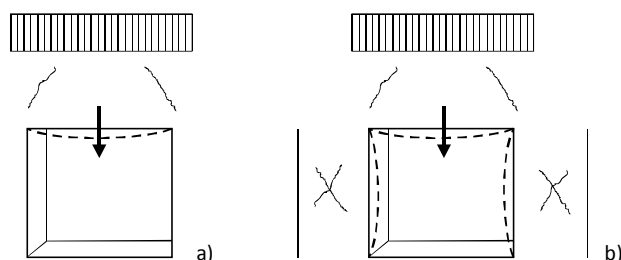


Figura 4.30 Tipi di movimento da contrastare. a) Caduta massa gravante. b) Contenimento della deformazione laterale dei maschi murari.

Lo scopo del presidio, su cui si basa il dimensionamento dell'opera, è sostenere i carichi verticali e trasferirli alla parte inferiore dell'apertura (Figura 4.31). Inoltre può essere necessario limitare la deformazione dei maschi murari laterali all'apertura, bloccando gli effetti dell'espulsione laterale.

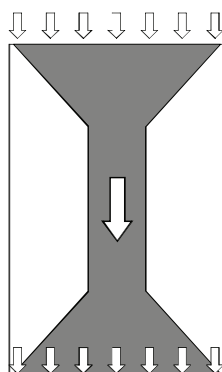


Figura 4.31 Schematizzazione del funzionamento del presidio: il carico verticale sopra un'apertura è sostenuto dall'opera di ritegno e trasferito alla parte inferiore.

L'elemento che genera l'azione verticale è la parte di muratura soprastante l'apertura da presidiare; a tale carico si aggiunge anche una porzione di solaio sopra l'apertura.

Nei casi in cui si cerchi di limitare la deformazione dei maschi murari, l'opera di sostegno viene irrigidita tramite dei controventi ed un traverso intermedio con lo scopo di contrastare uno spostamento legato allo scivolamento del blocco triangolare che si può formare in seguito alla rottura per taglio dei maschi murari attorno all'apertura.

4.4.2 Scelte progettuali

4.4.2.1 Soluzioni progettuali

Per le opere di sostegno e sbadacchiatura delle aperture, sono state individuate differenti soluzioni progettuali, basate sul tipo di movimento da contrastare e sulle dimensioni dell'apertura. Si distinguono quindi:

- opere aventi sola funzione di sostegno;
- opere con funzione sia di sostegno che di sbadacchiatura;

e opere per:

- aperture "strette", con luci fino a 1.5 m;
- aperture "larghe", con luci comprese tra 1.5 e 3 m.

Le configurazioni individuate sono rappresentate in Figura 4.32.

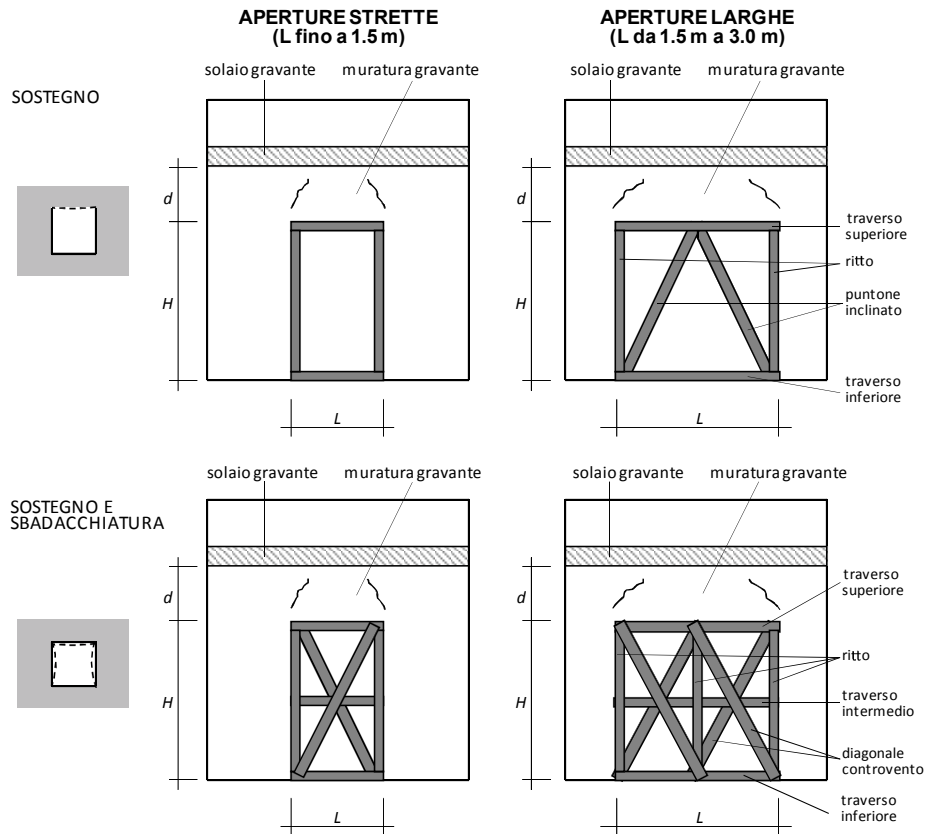


Figura 4.32 Configurazioni individuate per il dimensionamento delle opere di sostegno e sbadacchiatura. Le configurazioni si diversificano in base al tipo di movimento che l'opera deve contrastare e alla larghezza dell'apertura.

4.4.2.2 Materiali

Per l'opera provvisoria si utilizzano elementi in legno con sezioni di forma quadrata (si veda il § 3.1.1)

Per le caratteristiche del materiale adottate per il dimensionamento si veda la Tabella 3.4.

Si prevede inoltre che gli elementi lignei siano esposti alle intemperie e pertanto per il dimensionamento si assume una classe di servizio 3.

Il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale γ_M è posto pari ad 1.5 per gli elementi principali (come ad esempio i ritti) e pari ad 1 per gli elementi secondari o di distribuzione (come ad esempio i traversi) (si veda il § 3.2.3.1).

4.4.2.3 Schema di calcolo

Per il calcolo dell'opera si utilizza uno schema statico di trave continua (traverso) su due o tre appoggi (ritti) a seconda della ampiezza dell'apertura.

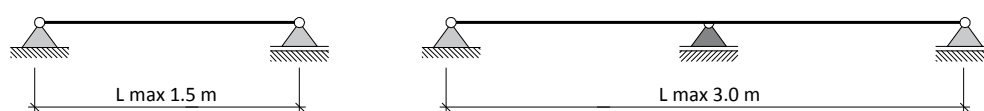


Figura 4.33 Schema statico utilizzato per il dimensionamento dell'opera a seconda della ampiezza dell'apertura. a) Aperture "strette". b) Aperture "larghe".

4.4.3 Carichi e azioni

4.4.3.1 Condizioni di carico

Nel calcolo dell'opera provvisoria si considerano le tipologie di carico riportate in Tabella 4.9. Nella stessa tabella sono riportate anche le classi di durata dei carichi (da utilizzare nelle verifiche degli elementi in legno). Trattandosi di un'opera provvisoria si assume una vita nominale non superiore a 10 anni (§ 2.4.1 NTC 2008).

Tabella 4.9 Condizioni di carico utilizzate e durata dei carichi.

| Descrizione | Classe di durata Durata |
|------------------------------|------------------------------|
| Pesi strutturali (G_1) | Lunga (6 mesi – 10 anni) |
| Permanenti portati (G_2) | Lunga (6 mesi – 10 anni) |
| Variabili (Q) | Media (1 settimana – 6 mesi) |

Per la classe di servizio 3 e per la classe di durata lunga, per il legno massiccio, si ricava $K_{mod} = 0.55$ (§ 4.4.6, NTC 2008).

4.4.3.2 Peso solai

Si assumono solai di tipo latero-cementizio di altezza 16+4 cm caricati in conformità alla normativa vigente secondo quanto previsto per i fabbricati di civile abitazione (§ 3.1, NTC 2008).

In Tabella 4.10 si riporta l'analisi dei carichi per lo scenario di riferimento.

Tabella 4.10 Analisi dei carichi per lo scenario di riferimento. Calcolo dei carichi derivanti da solaio in latero-cemento 16+4 cm.

| Nome | Descrizione | Peso parziale | Peso totale |
|--------------------------------------|----------------------------------|-----------------------|-----------------------|
| permanenti strutturali (G_1) | solaio latero-cemento 16+4 cm | 2.6 kN/m ² | 2.6 kN/m ² |
| permanenti non strutturali (G_2) | intonaco | 0.3 kN/m ² | 3.0 kN/m ² |
| | caldana e massetto (8 cm) | 1.1 kN/m ² | |
| | pavimentazione | 0.4 kN/m ² | |
| | tramezzi | 1.2 kN/m ² | |
| carichi variabili (Q) | | 2.0 kN/m ² | 2.0 kN/m ² |

4.4.3.3 Peso muratura

Si assume muratura dal peso di 20 kN/m³; ciò permette di considerare praticamente tutte le tipologie murarie, tenuto in conto del fatto che non viene effettuata alcuna riduzione del carico legata alla presenza di aperture.

La Tabella 4.11 riporta l'analisi dei carichi della muratura per lo scenario di riferimento.

Tabella 4.11 Analisi dei carichi per lo scenario di riferimento. Calcolo dei carichi derivanti dalle murature.

| Nome | Descrizione | Simbolo | Peso |
|----------------------------------|-------------|------------|----------------------|
| permanenti strutturali (G_1) | murature | γ_m | 20 kN/m ³ |

4.4.3.4 Combinazione dei carichi

La combinazione agli stati limite ultimi si ottiene dalla relazione:

$$1.3 G_1 + 1.5 G_2 + Q$$

Rispetto a quanto suggerito al § 2.5.3 delle NTC 2008, si considera il coefficiente per i carichi variabili pari ad 1, in quanto si presume che l'edificio in cui è posto il presidio non sia soggetto alle condizioni di affollamento definite dalle NTC 2008.

4.4.3.5 Scenari di carico

Al fine di semplificare le scelte progettuali e di standardizzare le soluzioni, gli scenari di carico di riferimento sono simili per ciascuna configurazione individuata e si prendono in considerazione i seguenti intervalli per lo spessore della muratura:

- fino a 40 cm;
- da 40 a 60 cm;
- da 60 a 80 cm;

- da 80 a 100 cm.

Inoltre si considera il carico gravante del solaio attraverso la definizione di 4 differenti fasce di carico (Figura 4.34):

- fascia gravante 0 m: da utilizzarsi nei casi in cui o non c'è il solaio, o la distanza tra l'apertura e il solaio (d) è maggiore della larghezza L dell'apertura (in quest'ultimo caso si ritiene che il peso del solaio si scarichi ai lati dell'apertura);
- fascia gravante 1 m: da utilizzarsi sia nei casi in cui il solaio risulti ordito parallelamente alla parete con l'apertura da presidiare, che nei casi in cui sull'apertura scarichi una fascia di solaio con lunghezza massima di 1 metro;
- fascia gravante 3 m: da utilizzarsi nei casi in cui sull'apertura scarichi una fascia di solaio con lunghezza massima di 3 m;
- fascia gravante 5 m: da utilizzarsi nei casi in cui sull'apertura scarichi una fascia di solaio con lunghezza massima di 5 m.

Nei casi in cui il solaio sia sostenuto da appositi presidi (puntelli di sostegno solai e balconi), la fascia gravante corrisponde a metà della distanza tra la parete e il presidio più vicino.

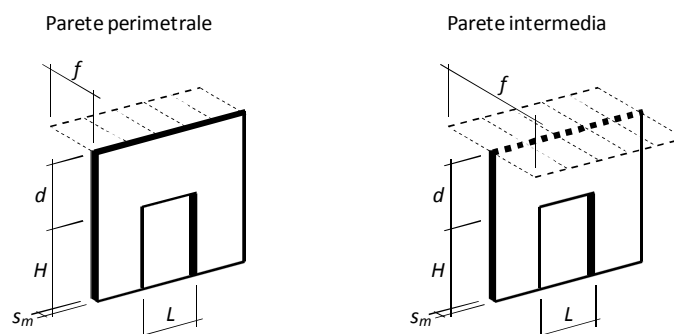


Figura 4.34 Individuazione della fascia di solaio gravante sull'opera di sostegno.

4.4.4 Dimensionamento

Il dimensionamento delle opere di sostegno e delle sbadacchiature è stato svolto per l'elemento maggiormente sollecitato (il traverso superiore) e definendo, come conseguenza, le sezioni degli elementi rimanenti: trasversi intermedio e inferiore, ritti e puntoni inclinati. In questo modo tali elementi sono sovradimensionati, ma realizzazione e computo del materiale vengono notevolmente semplificati.

4.4.4.1 Dimensionamento degli elementi critici

Il dimensionamento è stato fatto utilizzando due schemi statici differenti per i casi con aperture "strette" e "larghe" (rispettivamente schemi (a) e (b) in Figura 4.36).

Il carico assegnato è composto dalla somma del contributo del solaio afferente e della muratura posta immediatamente al di sopra dell'apertura da presidiare. In particolare per quanto riguarda la muratura, l'opera di sostegno si ritiene gravata

del peso di una porzione di muro delimitata da un triangolo equilatero di lato pari all'ampiezza dell'apertura L (Figura 4.35).

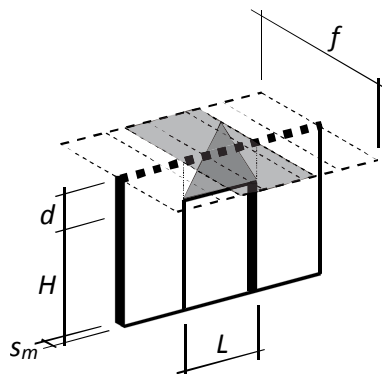


Figura 4.35 Schema del carico della muratura e del solaio sull'opera di sostegno. Il triangolo di muratura gravante è un triangolo equilatero di lato pari alla larghezza dell'apertura.

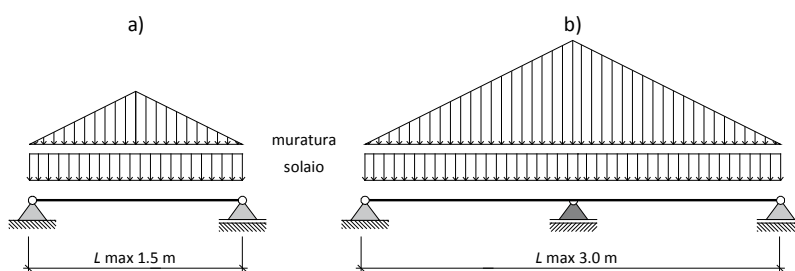


Figura 4.36 Schema statico utilizzato per il dimensionamento dei traversi e dei ritti per le opere di sostegno. I carichi assegnati sono il carico del solaio (distribuzione uniforme) e il carico della muratura (distribuzione triangolare). a) Schema rappresentativo per le aperture "strette" senza ritto centrale. b) Schema rappresentativo per le aperture "larghe" con ritto centrale.

Verifica dei ritti

Per i ritti si effettuano le verifiche di stabilità a compressione applicando uno sforzo normale pari alla reazione degli appoggi negli schemi in Figura 4.36.

4.4.5 Esempio di calcolo

Si riporta il dimensionamento di un'opera di sostegno e sbadacchiatura avente le seguenti caratteristiche:

- larghezza apertura: $L = 2.0$ m (apertura "larga");
- altezza aperture: $H = 3.0$ m;
- spessore parete muraria: $s_m = 60$ cm;
- fascia di solaio gravante sull'opera: $f = 3.0$ m.

Delle considerazioni presentate al § 4.4.3.4, si ottiene che il peso dei solai in combinazione SLU vale:

$$P_s = 1.3 \cdot 2.6 + 1.5 \cdot 3.0 + 2.0 = 9.9 \text{ kN/m}^2$$

La Tabella 1 della scheda STOP SA del Vademecum STOP indica, per i valori sopra riportati, delle sezioni per ritti, puntoni e traversi 15x15 (sistema doppio).

Verifica del traverso

Materiale: legno C16

Classe di servizio 3

Classe di durata del carico: lunga

$$f_{m,k} = 16 \text{ MPa}$$

$$f_{v,k} = 1.8 \text{ MPa}$$

$$K_{mod} = 0.55$$

$\gamma_M = 1.00$ coefficiente parziale di sicurezza per elemento con funzione di diffusione degli sforzi

$$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_M = 8.8 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M = 1.0 \text{ MPa}$$

Sezione: 2 traversi 15x15

$$A = 450 \text{ cm}^2 \text{ area}$$

$$W_x = W_y = W = 1125 \text{ cm}^3 \text{ modulo resistente}$$

$$M_R = W \cdot f_{m,d} = 9.9 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ momento resistente}$$

$$V_R = A \cdot f_{v,d} / 1.5 = 30.0 \text{ kN} \text{ taglio resistente}$$

Numero campate: $n_c = 2$

Carico solaio in combinazione SLU:

$$q_{solaio} = P_s \cdot f = 9.9 \cdot 3.0 = 29.7 \text{ kN/m}$$

Taglio massimo (appoggio centrale) da carico solaio:

$$V_{max,solaio} = 0.625 \cdot q_{solaio} \cdot L / n_c = 18.6 \text{ kN}$$

Momento massimo (appoggio centrale) da carico solaio:

$$M_{max,solaio} = 1/8 \cdot q_{solaio} \cdot (L / n_c)^2 = 3.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Carico muratura in combinazione SLU (valore massimo):

$$q_{mur} = 1.3 \cdot \gamma_m \cdot s_m \cdot L \cdot \sin(60^\circ) = 27.0 \text{ kN/m}$$

Taglio massimo (appoggio centrale) da carico muratura:

$$V_{max,mur} = 0.4 \cdot q_{mur} \cdot L / n_c = 10.8 \text{ kN}$$

Momento massimo (appoggio centrale) da carico muratura:

$$M_{max,mur} = 1/15 \cdot q_{mur} \cdot (L / n_c)^2 = 1.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Taglio massimo (appoggio centrale) totale:

$$V_{max} = V_{max,solaio} + V_{max,mur} = 29.4 \text{ kN} < V_R = 30 \text{ kN} \quad \text{VERIFICATO}$$

Momento massimo (appoggio centrale) totale:

$$M_{max} = M_{max,solaio} + M_{max,mur} = 5.5 \text{ kN}\cdot\text{m} < M_R = 9.9 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \text{VERIFICATO}$$

Per il ritto viene effettuata la verifica di stabilità a compressione. Il carico viene dimezzato in quanto si tiene in considerazione la presenza di 2 ritti (sistema doppio).

Verifica del ritto

Materiale: legno C16

Classe di servizio 3

Classe di durata del carico: lunga

$$f_{c,0,k} = 17 \text{ MPa}$$

$$K_{mod} = 0.55$$

$$\gamma_M = 1.50$$

$$f_{c,0,d} = K_{mod} \cdot f_{c,0,k} / \gamma_M = 6.2 \text{ MPa}$$

Sezione: 15x15

$$A = 225 \text{ cm}^2 \text{ area}$$

$$J_x = J_y = J = 4219 \text{ cm}^4 \text{ momento d'inerzia}$$

$$\rho_1 = (J / A)^{1/2} = 4.33 \text{ cm} \text{ raggio giratore d'inerzia}$$

Sforzo normale per ciascun ritto: $N = 2 V_{max} / 2 = 29.4 \text{ kN}$

$$\sigma_{c,0,d} = N / A = 1.31 \text{ MPa}$$

$l_{eff,x} = l_{eff,y} = H = 3.0 \text{ m}$ lunghezza libera di inflessione

$$\lambda_x = \lambda_y = H / \rho = 69.3 \text{ snellezza}$$

$$E_{0.05} = 5360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{crit,c} = \pi^2 \cdot E_{0.05} / \lambda_x^2 = 11.0 \text{ MPa}$$

$$\lambda_{rel,c} = \sqrt{f_{c,0,k} / \sigma_{crit,c}} = 1.24$$

$\beta_c = 0.2$ legno massiccio

$$k = 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,c} - 0.3) + \lambda_{rel,c}^2) = 1.37$$

$$k_{crit,c} = 1 / \left(k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2} \right) = 0.52$$

$$\sigma_{c,0,d} / (k_{crit,c} \cdot f_{c,0,d}) = 1.31 / (0.52 \cdot 6.2) = 0.41 < 1 \quad \text{VERIFICATO}$$

4.5 Puntelli di sostegno solai e balconi

4.5.1 Descrizione e finalità dell'opera

I puntelli di sostegno solai e balconi sono strutture di sostegno atte a sorreggere i carichi gravanti su un solaio o un balcone evitando il progredire dei fenomeni fessurativi e/o di inflessione della struttura (Figura 4.37).

Lo scopo dell'opera è sostenere il solaio o il balcone ed i relativi carichi accidentali in modo tale da scaricarne il carico gravante e contrastarne le deformazioni. L'obiettivo si consegue mediante la realizzazione di una struttura avente la capacità di trasferire le azioni verticali a terra o sugli elementi portanti esistenti.

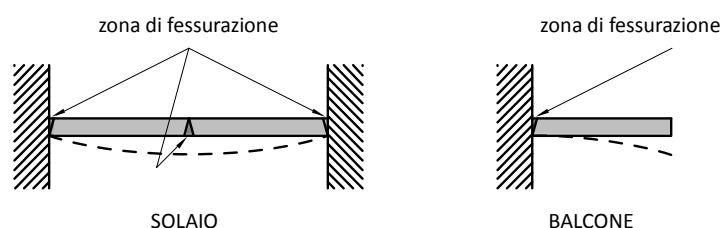


Figura 4.37 Cinematismi da contrastare: inflessione del solaio e del balcone.

4.5.2 Scelte progettuali

4.5.2.1 Soluzioni progettuali

Per le opere di sostegno di solai e balconi sono state individuate differenti soluzioni progettuali basate sulla possibilità di costruire o meno una nuova linea di scarico dei carichi fino a terra; le soluzioni si diversificano inoltre in base ai valori di progetto della luce del solaio e dell'interasse fra i puntelli.

Per quanto riguarda la possibilità di costruire una linea di scarico fino al basamento, si individuano due tipologie di configurazioni:

- schema "S": puntellamento di sostegno del solaio interessato e di quelli sottostanti con la definizione un nuovo percorso delle tensioni fino a terra (Figura 4.38);
- schema "T": sostegno del solaio con un telaio di piano in modo da riportare il carico sugli elementi portanti esistenti (Figura 4.39).

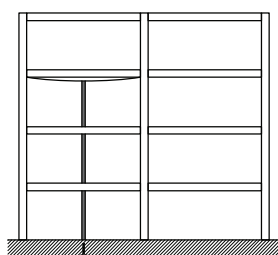


Figura 4.38 Schema "S": sostegno del solaio interessato e di quelli sottostanti definendo una nuova linea di scarico delle tensioni fino a terra.

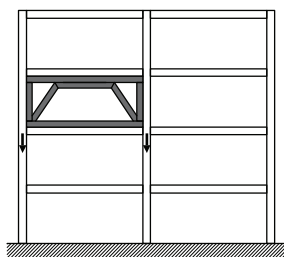


Figura 4.39 Schema “T”: sostegno del solaio con un telaio di piano in modo da riportare il carico sugli elementi portanti esistenti.

La soluzione secondo lo schema “S” è indicata nei casi in cui vi sia necessità di una rapida esecuzione e si abbia la possibilità di occupare col puntellamento tutti i piani sottostanti al solaio interessato dal dissesto fino a raggiungere un basamento su cui scaricare i carichi.

Per lo schema “S” si distinguono tre tipologie di configurazioni, in funzione della luce del solaio e dell’interasse dei puntelli:

- S1: puntellatura singola con una sola trave di sostegno (Figura 4.40);
- S2: puntellatura doppia parallela con due travi di sostegno (Figura 4.41);
- S3: puntellatura tripla parallela con tre travi di sostegno (Figura 4.42).

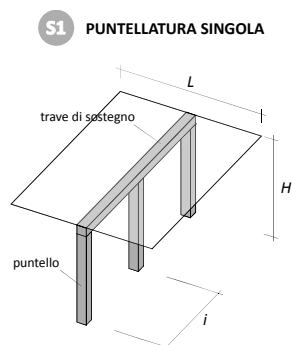


Figura 4.40 Schema S1: puntellatura singola con una sola trave di sostegno.

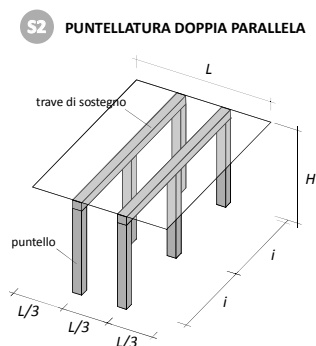


Figura 4.41 Schema S2: puntellatura doppia con due travi di sostegno parallele.

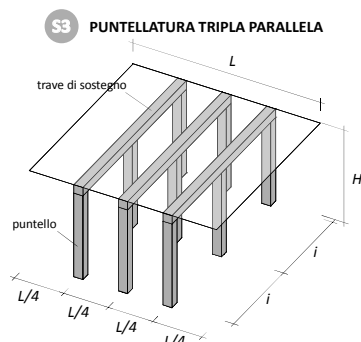


Figura 4.42 Schema S3: puntellatura tripla con tre travi di sostegno parallele.

Riguardo il puntellamento dei balconi, è stato previsto un solo schema con puntellatura doppia parallela, tenuto conto del fatto che il campo di applicazione è limitato a balconi con aggetto non superiore a 3 metri.

La soluzione secondo lo schema “T” seppur maggiormente laboriosa, consente il riporto del carico sugli elementi portanti esistenti senza occupare i piani sottostanti.

Lo schema “T” è caratterizzato da una sola soluzione progettuale, dimensionata per vari intervalli della luce del solaio da sostenere e con interasse tra i telai (i_t) costante (Figura 4.43).

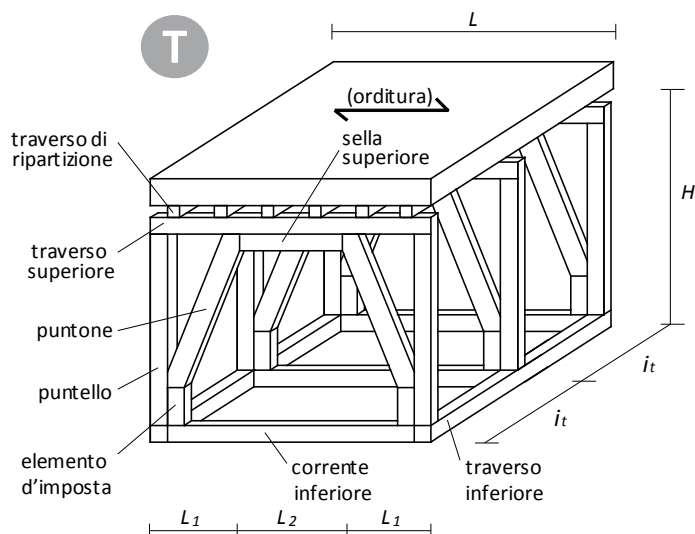


Figura 4.43 Schema T: indicazione degli elementi costituenti lo schema.

4.5.2.2 Materiali

Il materiale utilizzato per l’opera provvisoria è il legno. A favore di sicurezza, nei calcoli si è considerato un legno di bassa qualità; in particolare si è scelto di utilizzare la classe C16 (per le caratteristiche di tale materiale si veda la Tabella 3.4).

In base alle ipotesi riportate nel § 3.1.1 si è stabilito di impiegare la stessa sezione di forma quadrata per tutte le parti principali dell'opera.

Il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale γ_M è stato posto pari a 1 per gli elementi di ripartizione, e pari a 1.5 per gli elementi portanti principali, ad esempio i puntoni e i traversi di sostegno nello schema "T" (si veda il § 3.2.3.1).

Per quanto concerne i puntelli telescopici in acciaio, si è fatto riferimento ai valori di portata definiti dalla norma UNI EN 1065, assumendo, per la determinazione del carico di utilizzo, un coefficiente di sicurezza pari 1.7.

4.5.2.3 Schema di calcolo

Per il calcolo dell'opera provvisoria, nello schema "S", si assume che la trave di sostegno si possa schematizzare come trave continua su più appoggi, ognuno dei quali corrispondente ad un puntello. Ai fini del calcolo si considera l'ipotesi maggiormente cautelativa di trave su 3 appoggi equidistanti (Figura 4.44).

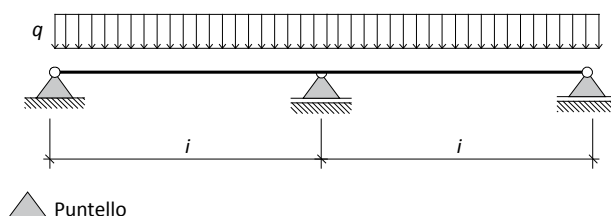


Figura 4.44 Schema statico utilizzato per il dimensionamento della trave di sostegno e dei puntelli (schema "S").

Nello schema "T" (Figura 4.43), il carico viene riportato sui telai paralleli mediante traversi di ripartizione costituiti da morali. I traversi di ripartizione sono schematizzati come travi continue su più appoggi, ognuno dei quali corrisponde al traverso superiore di un telaio dello schema "T" (Figura 4.45).

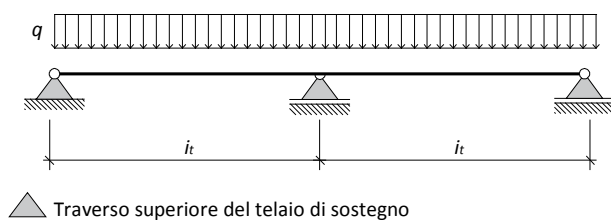


Figura 4.45 Schema statico utilizzato per il dimensionamento del traverso di ripartizione (schema "T").

Il traverso superiore del telaio di sostegno viene schematizzato come trave continua su quattro appoggi, costituiti dai due ritti all'estremità e dai due puntoni intermedi (Figura 4.46).

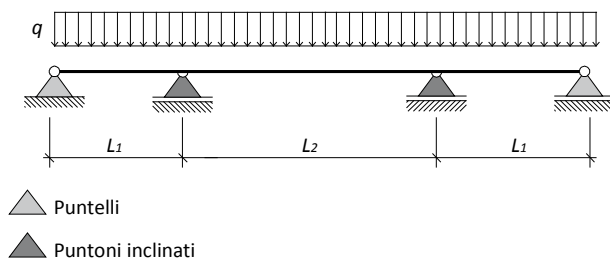


Figura 4.46 Schema statico utilizzato per il dimensionamento del traverso superiore del telaio di sostegno, dei puntoni e dei puntelli.

La reazione in corrispondenza dei puntoni rappresenta la componente verticale dell'azione complessivamente gravante su questi, successivamente determinata in funzione dell'angolo di inclinazione.

4.5.3 Carichi e azioni

4.5.3.1 Condizioni di carico

Nel calcolo dell'opera provvisoria si considerano le tipologie di carico riportate in Tabella 4.12. Nella stessa tabella sono riportate anche le classi di durata dei carichi (da utilizzare nelle verifiche degli elementi in legno). Trattandosi di un'opera provvisoria si assume una vita nominale non superiore a 10 anni (§ 2.4.1 NTC 2008).

Tabella 4.12 Condizioni di carico utilizzate e durata dei carichi.

| Descrizione | Classe di durata (durata) |
|------------------------------|------------------------------|
| Pesi strutturali (G_1) | Lunga (6 mesi – 10 anni) |
| Permanenti portati (G_2) | Lunga (6 mesi – 10 anni) |
| Variabili (Q) | Media (1 settimana – 6 mesi) |

Il coefficiente correttivo K_{mod} viene determinato ipotizzando una classe di durata del carico "lunga" ed una classe di servizio 2 per il puntellamento dei solai e 3 per i balconi, tenuto conto dell'esposizione di questi ultimi alle intemperie.

Con tali ipotesi, per legno massiccio, il valore di K_{mod} è pari a 0.7 per gli elementi di sostegno dei solai e 0.55 per gli elementi di sostegno dei balconi (§ 4.4.6, NTC 2008).

4.5.3.2 Peso solai

L'opera provvisoria è dimensionata in riferimento a solai di tipo latero-cementizio di altezza pari ad $1/25$ della luce, con soletta di ripartizione di spessore pari a $H_{soletta} = 4$ cm e caricati in conformità alla normativa vigente secondo quanto previsto per i fabbricati di civile abitazione (§ 3.1, NTC 2008).

A vantaggio di sicurezza, per luci fino a 3 m, si è considerata un'altezza del solaio di 12+4 cm.

I carichi permanenti strutturali e i carichi permanenti portati (intonaco, massetto, pavimento, tramezzi) vengono definiti in funzione della luce, come riportato in Tabella 4.13 per i solai e in Tabella 4.14 per i balconi.

Tabella 4.13 Analisi dei carichi dei solai per lo scenario di riferimento. Calcolo dei carichi derivanti da solaio in latero-cemento per differenti luci.

| | luce L [cm] | | | | |
|--|---------------|------------|------------|------------|------------|
| | 300 | 400 | 500 | 600 | 700 |
| $H_{\text{solaio}} = L/25$ [cm] | 16 | 16 | 20 | 24 | 28 |
| Carichi permanenti strutturali [kN/m ²] – G_1 | 2.4 | 2.4 | 2.9 | 3.4 | 3.9 |
| Intonaco (2 cm) [kN/m ²] | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 |
| Massetto (8 cm) in conglomerato leggero [kN/m ²] | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| Pavimento [kN/m ²] | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 |
| Tramezzi [kN/m ²] | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| Totale carichi permanenti non strutturali [kN/m ²] – G_2 | 2.8 | 2.8 | 2.8 | 2.8 | 2.8 |
| Carichi variabili (ambienti uso residenziale) [kN/m ²] – Q_1 | 2.0 | 2.0 | 2.0 | 2.0 | 2.0 |

Per il sostegno dei balconi si è fatto riferimento a strutture portanti costituite da una soletta piena in c.a. dello spessore di 15 cm caricata in conformità alla normativa vigente, ipotizzando il sostegno dell'intero carico.

Tabella 4.14 Analisi dei carichi dei balconi per lo scenario di riferimento. Calcolo dei carichi derivanti da solaio in soletta monolitica in c.a..

| | |
|--|-----------------------|
| Soletta piena [kN/m ²] | $0.15 \cdot 25 = 3.8$ |
| Totale carichi permanenti strutturali [kN/m ²] – G_1 | 3.8 |
| Intonaco (2 cm) [kN/m ²] | 0.4 |
| Massetto (8 cm) in conglomerato leggero [kN/m ²] | 1.0 |
| Pavimento [kN/m ²] | 0.4 |
| Totale carichi permanenti NON strutturali [kN/m ²] – G_2 | 1.8 |
| Carichi variabili (ambienti suscettibili di affollamento cat. C2) [kN/m ²] – Q_1 | 4.0 |

4.5.3.3 Combinazione dei carichi

In accordo col § 2.5.3 delle NTC 2008, la combinazione fondamentale per il calcolo agli stati limite ultimi si ottiene dalla relazione:

$$Q = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Qi} \cdot Q_i$$

dove:

G_1 rappresenta il peso proprio degli elementi strutturali;

G_2 rappresenta il peso proprio degli elementi non strutturali;

Q_i indica i carichi variabili.

I coefficienti parziali per le azioni considerate sono assunti pari a:

$$\gamma_{G1} = 1.3 \quad \gamma_{G2} = \gamma_{Qi} = 1.5$$

Per quanto sopra, i carichi relativi ai solai sono quelli riportati in Tabella 4.15.

Tabella 4.15 Carichi relativi a solai di differente luce.

| luce L [cm] | 300 | 400 | 500 | 600 | 700 |
|--------------------------|------|------|------|------|------|
| Q [kN/m ²] | 10.3 | 10.3 | 11.0 | 11.6 | 12.3 |

Mentre per i balconi $Q = 13.6$ kN/m².

4.5.3.4 Scenari di carico

Lo scenario di carico di riferimento è costituito da fabbricati di civile abitazione. Scenari di riferimento differenti (ad esempio fabbricati industriali, costruzioni del settore terziario) dovranno essere oggetto di specifica progettazione.

Per la definizione del carico da sostenere si ipotizza che il vincolo all'estremità degli elementi portanti del solaio sia in grado di impedirne la traslazione verticale mentre ne consenta la rotazione. Il carico sui telai viene considerato uniformemente distribuito ed è determinato per aree di influenza, moltiplicando il carico complessivo agente sul solaio per l'interasse fra i telai.

Il solaio viene considerato come un carico distribuito sulle travi di sostegno e sulle strutture portanti (travi di piano o muratura portante).

Nello schema "S", il carico gravante sulla trave di sostegno (q) si calcola come illustrato in Figura 4.47.

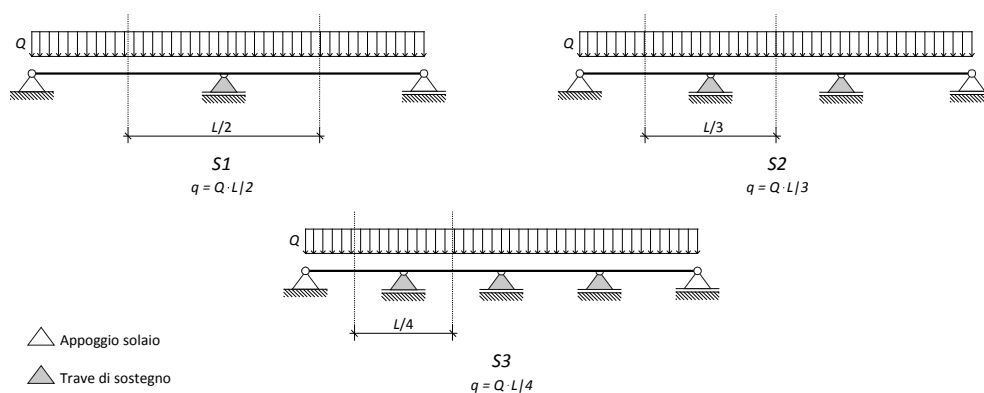


Figura 4.47 Schema dei carichi di progetto ("S"). Q è il carico del solaio.

Nello schema “T”, il carico viene riportato sui telai paralleli mediante traversi di ripartizione costituiti da morali di dimensioni 10x10 cm posti ad interasse di 50 cm.

Il carico gravante sui traversi (q) è determinato per aree di influenza ed è pari a al carico complessivo gravante sul solaio moltiplicato per l’interasse fra i traversi (Figura 4.48).

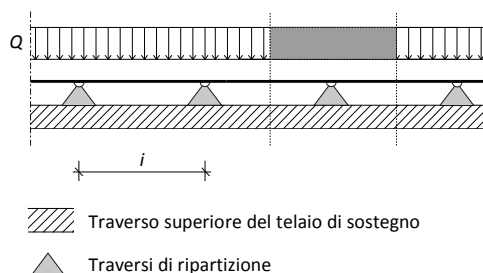


Figura 4.48 Schema dei carichi di progetto (“T”). Il carico Q del solaio viene riportato sui telai paralleli attraverso dei traversi di ripartizione.

4.5.4 Dimensionamento

Il dimensionamento dell’opera di sostegno viene effettuato svolgendo la verifica a resistenza di tutte le sezioni ovvero, nel caso dello schema “T”, degli elementi maggiormente sollecitati (puntone e traverso).

Il controllo delle criticità riguarda:

- verifica delle criticità globali;
- verifica delle criticità locali.

Le criticità globali che si considerano sono:

- schema “S”
 - possibile ribaltamento/instabilizzazione laterale;
 - possibile effetto di martellamento/ritiro tra puntello ed elemento sostenuto;
- schema “T”
 - possibile ribaltamento/instabilizzazione laterale.

Le criticità locali sono:

- schema “S”
 - possibile sconnessione del nodo puntello/trave;
 - possibile scarico del puntello;
 - cedimento per eccessiva concentrazione del carico al piede.
- schema “T”
 - possibile scarico del puntello;

- possibile sconnessione dei nodi.

Tali criticità sono rappresentate in Figura 4.49 e Figura 4.50.

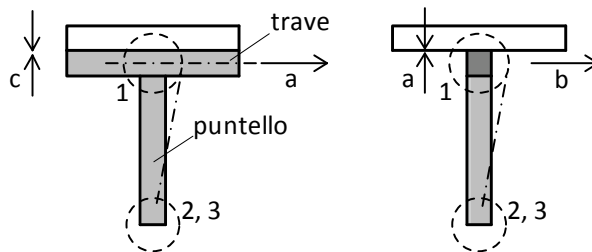


Figura 4.49 Criticità globali: a) e b) possibile ribaltamento/instabilizzazione laterale; c) possibile effetto di martellamento/ritiro tra puntello ed elemento sostenuto. Criticità locali: 1) possibile sconnessione del nodo puntello-trave; 2) possibile scarico del puntello; 3) cedimento per eccessiva concentrazione del carico al piede.

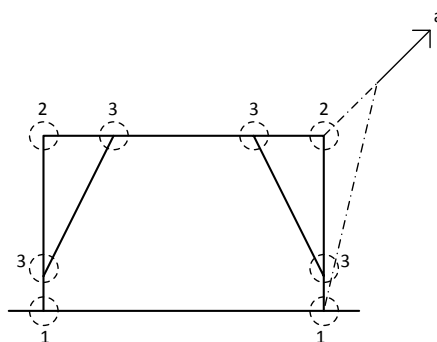


Figura 4.50 Criticità globali: a) possibile ribaltamento/instabilizzazione laterale. Criticità locali: 1) possibile scarico del puntello; 2) e 3) possibile sconnessione dei nodi.

Le criticità elencate sono inibite da una corretta realizzazione delle connessioni degli elementi e degli ancoraggi a terra nonché dalla posa in opera di elementi di irrigidimento.

4.5.4.1 Dimensionamento degli elementi critici

Il dimensionamento dell'opera è effettuato sull'elemento maggiormente sollecitato (ossia il traverso superiore) attraverso delle verifiche a flessione e a taglio secondo le indicazioni riportate al § 4.4.8 delle NTC 2008.

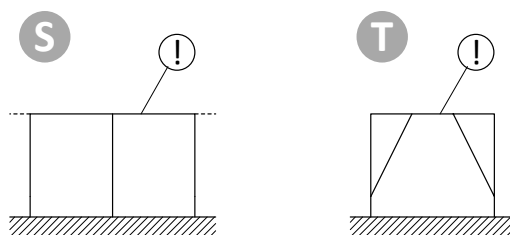


Figura 4.51 Individuazione dell'elemento maggiormente sollecitato, o critico, per lo schema "S" e lo schema "T".

4.5.5 Esempio di calcolo

4.5.5.1 Verifica puntellamento di solaio con schema "S"

Si riporta a titolo di esempio la verifica del puntellamento di sostegno di un solaio con le seguenti caratteristiche:

- luce del solaio $L = 5.0$ m;
- altezza interpiano $H = 4.0$ m.

Per un interasse tra i puntelli $i = 1.5$ m, dalla consultazione della tabella 1 scheda STOP SB, risulta una puntellatura di sostegno con lo schema S3 e puntello in legno con sezione 13x13.

Verifica della trave

La sezione 13x13 in legno C16 ha le seguenti caratteristiche:

$b \times b = 13$ cm x 13 cm sezione

$A = 169$ cm² area

$W = 366$ cm³ modulo resistente

$J_x = J_y = J = 2380$ cm⁴ momento d'inerzia

$\rho = \sqrt{J/A} = 3.75$ cm raggio giratore d'inerzia

Materiale: legno C16

Classe di servizio 2

Classe di durata del carico: lunga

$f_{m,k} = 16$ MPa

$f_{v,k} = 1.8$ MPa

$K_{mod} = 0.70$

$\gamma_M = 1.0$

$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_M = 11.20$ MPa

$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M = 1.26$ MPa

Verifica di trave soggetta a flessione e taglio (§ 4.4.8.1.6 e § 4.4.8.1.9, NTC 2008).

Per lo schema S3, come detto al § 4.5.3.4, il carico sulla trave di sostegno vale
 $q = Q \cdot L / 4 = 11.0 \cdot 5.0 / 4 = 13.8 \text{ kN/m}$

Dalla risoluzione dello schema statico di trave continua si ottengono le caratteristiche della sollecitazione:

$$M = q \cdot i^2 / 8 = 3.88 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V = 0.625 \cdot q \cdot i = 12.94 \text{ kN}$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = \frac{3.88 \cdot 10^6}{366 \cdot 10^3} = 10.60 \text{ MPa} < f_{m,d} = 11.20 \text{ MPa} \quad \text{VERIFICATO}$$

$$\tau_d = 1.5 \cdot \frac{V}{b^2} = \frac{1.5 \cdot 12.94 \cdot 10^3}{130^2} = 1.15 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1.26 \text{ MPa} \quad \text{VERIFICATO}$$

Verifica del puntone

Elementi compressi (instabilità di colonna) (§ 4.4.8.2.2, NTC 2008).

Dalla risoluzione dello schema statico di trave continua si ottengono le caratteristiche della sollecitazione:

$$N = q \cdot i \cdot 1.25 = 13.8 \cdot 1.5 \cdot 1.25 = 25.9 \text{ kN}$$

$$H = 4.0 \text{ m} \quad \text{altezza} = \text{lunghezza del ritto}$$

Classe di servizio 2

$$K_{mod} = 0.70$$

$$\beta_x = \beta_y = 1$$

$$f_{c,0,k} = 17.0 \text{ MPa}$$

$$\gamma_M = 1.50 \quad \text{coefficiente parziale di sicurezza del materiale}$$

$$f_{c,0,k} = K_{mod} \cdot f_{c,0,k} / \gamma_M = 7.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,0,d} = N / A = 1.5 \text{ MPa}$$

$$l_{eff,x} = l_{eff,y} = H \cdot \beta_x = 4.00 \text{ m} \quad \text{lunghezza libera di inflessione}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = l_{eff,x} / \rho = 107 \quad \text{snellezza}$$

$$E_{0.05} = 5360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{crit,c} = \pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot \rho^2 / l_{eff,x}^2 = 4.64 \text{ MPa}$$

$$\lambda_{rel,c} = \sqrt{f_{c,0,k} / \sigma_{crit,c}} = 1.31$$

$$\beta_c = 0.2 \quad \text{legno massiccio}$$

$$k = 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,c} - 0.3) + \lambda_{rel,c}^2) = 1.46$$

$$k_{crit,c} = 1 / \left(k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2} \right) = 0.475$$

$$\sigma_{c,0,d} / (k_{crit,c} \cdot f_{c,0,d}) = 1.5 / (0.475 \cdot 7.93) = 0.40 < 1 \quad \text{VERIFICATO}$$

Nel caso di impiego di puntelli telescopici metallici, la tabella 2 della scheda STOP SB riporta l'indicazione 13x13-E40-[S3] riconfermando quindi l'utilizzo della trave di sostegno di dimensioni 13x13, assieme ad un puntello telescopico di tipo E40 e lo schema S3.

Riguardo al puntello telescopico, l'utilizzo di un puntello di tipo E40 assicura una portata di 30 kN, compatibile con il carico di progetto di 25.9 kN.

4.5.5.2 Verifica puntellamento di balcone

Si riporta a titolo di esempio la verifica del puntellamento di sostegno di un balcone con le seguenti caratteristiche:

- luce $L = 2.0$ m
- altezza d'interpiano $H = 4.0$ m

Per un interasse tra i puntelli $i = 1.0$ m, dalla tabella 3 della scheda STOP SB, si ottiene l'indicazione 13x13 per trave di sostegno e puntello in legno.

Verifica del traverso superiore

Verifica di trave soggetta a flessione e taglio (§ 4.4.8.1.6 e § 4.4.8.1.9, NTC 2008).

La sezione 13x13 in legno C16 ha le caratteristiche precedentemente illustrate.

Materiale: legno C16

Classe di servizio 3

Classe di durata del carico: lunga

$$f_{m,k} = 16 \text{ MPa}$$

$$f_{v,k} = 1.8 \text{ MPa}$$

$$K_{mod} = 0.70$$

$$\gamma_M = 1.0$$

$$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_M = 8.80 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M = 0.99 \text{ MPa}$$

Il carico sulla trave di sostegno vale $q = Q \cdot L / 2 = 13.6 \cdot 2 / 2 = 13.6$ kN/m

Dalla risoluzione dello schema statico di trave continua si ottengono le seguenti caratteristiche della sollecitazione.

$$M = \frac{q \cdot i^2}{8} = 1.70 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V = 0.625 \cdot q \cdot i = 8.50 \text{ kN}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M}{W} = \frac{1.70 \cdot 10^6}{366 \cdot 10^3} = 4.6 \text{ MPa} < f_{m,d} = 8.80 \text{ MPa}$$

VERIFICATO

$$\tau_d = 1.5 \cdot \frac{V}{b^2} = \frac{1.5 \cdot 8.50 \cdot 10^3}{130^2} = 0.75 \text{ MPa} < f_{v,d} = 0.99 \text{ MPa}$$

VERIFICATO

Verifica del puntone

Elementi compressi (instabilità di colonna) (§ 4.4.8.2.2, NTC 2008).

Dalla risoluzione dello schema statico di trave continua si ottengono le caratteristiche della sollecitazione:

$$N = q \cdot i \cdot 1.25 = 17.0 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta in quanto del tutto analoga a quanto esposto al § 4.5.5.1, e con valori di carico sul puntello inferiori al caso già trattato.

Nel caso di impiego di puntelli telescopici metallici, la tabella 4 della scheda STOP SB riporta il riferimento a puntelli di classe D40 (il cui carico di utilizzo è indipendente dall'estensione), in grado di assicurare una portata di 20 kN, compatibile con il carico di progetto.

4.5.5.3 Verifica puntellamento di solaio con schema "T"

Si riporta a titolo di esempio la verifica del puntellamento di sostegno del solaio con le seguenti caratteristiche:

- luce $L = 6.0 \text{ m}$;
- altezza di interpiano $H = 4.0 \text{ m}$.

Il sostegno del solaio viene effettuato tramite un'opera eseguita secondo lo schema "T" con telai posti ad interasse $i_t = 1.5 \text{ m}$, per il quale la tabella 5 della scheda STOP SB indica una sezione 20x20 per tutti gli elementi, con sovrastanti traversi di ripartizioni del carico di dimensioni 10x10 posti ad interasse $i = 0.5 \text{ m}$.

Verifica del traverso di ripartizione

Verifica di trave soggetta a flessione e taglio (§ 4.4.8.1.6 e § 4.4.8.1.9, NTC 2008)

La sezione 10x10 in legno C16 ha le seguenti caratteristiche:

$b \times b = 10 \times 10 \text{ cm}$ sezione

$A = 100 \text{ cm}^2$ area

$W = 167 \text{ cm}^3$ modulo resistente

Materiale: legno C16

Classe di servizio 2

Classe di durata del carico: lunga

$f_{m,k} = 16 \text{ MPa}$

$f_{v,k} = 1.8 \text{ MPa}$

$K_{mod} = 0.70$

$\gamma_M = 1.0$

$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_M = 11.20 \text{ MPa}$

$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M = 1.26 \text{ MPa}$

Il carico sui traversi vale $q = Q \cdot i = 11.6 \cdot 0.5 = 5.8 \text{ kN/m}$

Dalla risoluzione dello schema statico di trave continua si ottengono le caratteristiche della sollecitazione:

$$M = q \cdot i_t^2 / 8 = 1.63 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V = 0.625 \cdot q \cdot i_t = 5.44 \text{ kN}$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = \frac{1.63 \cdot 10^6}{167 \cdot 10^3} = 9.76 \text{ MPa} < f_{m,d} = 11.20 \text{ MPa} \quad \text{VERIFICATO}$$

$$\tau_d = 1.5 \cdot \frac{V}{b^2} = \frac{1.5 \cdot 5.44 \cdot 10^3}{100^2} = 0.82 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1.26 \text{ MPa} \quad \text{VERIFICATO}$$

Verifica del traverso superiore

La sezione 20x20 in legno C16 ha le seguenti caratteristiche:

$b \times b = 20 \times 20 \text{ cm}$ sezione

$A = 400 \text{ cm}^2$ area

$W = 1333 \text{ cm}^3$ modulo resistente

$J_x = J_y = J = 13333 \text{ cm}^4$ momento d'inerzia

$\rho = \sqrt{J/A} = 5.77 \text{ cm}$ raggio giratore d'inerzia

Materiale: legno C16

Classe di servizio 2

Classe di durata del carico: lunga

$f_{m,k} = 16 \text{ MPa}$

$f_{v,k} = 1.8 \text{ MPa}$

$K_{mod} = 0.70$

$\gamma_M = 1.0$

$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_M = 11.20 \text{ MPa}$

$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M = 1.26 \text{ MPa}$

Risolvendo lo schema statico in Figura 4.52 con le seguenti caratteristiche geometriche e di carico:

$$L_1 = 1.75 \text{ m} \quad L_2 = 2.5 \text{ m} \quad q = Q \cdot i_t = 11.6 \cdot 1.5 = 17.4 \text{ kN/m}$$

Momento e taglio massimi valgono:

$$M_{max} = -8.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{max} = 21.8 \text{ kN}$$

| | |
|--|------------|
| $\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = \frac{8.3 \cdot 10^6}{1333 \cdot 10^3} = 6.22 \text{ MPa} < f_{m,d} = 11.20 \text{ MPa}$ | VERIFICATO |
| $\tau_d = 1.5 \cdot \frac{V}{b^2} = \frac{1.5 \cdot 21.8 \cdot 10^3}{200^2} = 0.82 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1.26 \text{ MPa}$ | VERIFICATO |

Verifica del puntone

Le reazioni in corrispondenza degli appoggi all'estremità e intermedi valgono rispettivamente:

$R_A = R_D = 10.5 \text{ kN}$

$R_B = R_C = 41.7 \text{ kN}$

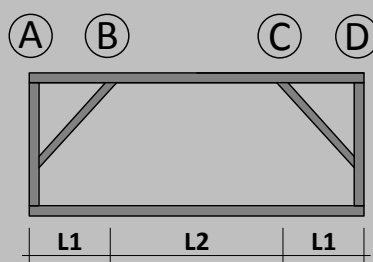


Figura 4.52 Schema statico per la configurazione T.

Nota la geometria del sistema, si calcola l'angolo di inclinazione del puntone:

$\alpha = \arctan (L_1/H) = 23.6^\circ$

e la lunghezza dello stesso:

$L_p = H / \cos \alpha = 4.37 \text{ m}$

Elementi compressi (instabilità di colonna) (§ 4.4.8.2.2, NTC 2008)

Il valore del carico agente sul puntone è pari a :

$N_B = R_B / \cos \alpha = 45.5 \text{ kN}$

Materiale: legno C16

$\beta_x = \beta_y = 1$

Classe di servizio 2

$f_{c,0,k} = 17 \text{ MPa}$

$K_{mod} = 0.70$

$\gamma_M = 1.50$ coefficiente parziale di sicurezza del materiale

$f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot f_{c,0,k} / \gamma_M = 7.93 \text{ MPa}$

$$\sigma_{c,0,d} = N_B / A = 1.14 \text{ MPa}$$

$$l_{eff,x} = l_{eff,y} = L = 4.37 \text{ m} \quad \text{lunghezza libera di inflessione}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = L / \rho = 76 \quad \text{snellezza}$$

$$E_{0.05} = 5360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{crit,c} = \pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot \rho^2 / l_{eff,x}^2 = 9.22 \text{ MPa}$$

$$\lambda_{rel,c} = \lambda_{rel,c} = \sqrt{f_{c,0,k} / \sigma_{crit,c}} = 1.36$$

$$\beta_c = 0.2 \quad \text{legno massiccio}$$

$$k = 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,c} - 0.3) + \lambda_{rel,c}^2) = 1.53$$

$$k_{crit,c} = 1 / \left(k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2} \right) = 0.45$$

$$\sigma_{c,0,d} / (k_{crit,c} \cdot f_{c,0,d}) = 1.14 / (0.45 \cdot 7.93) = 0.33 < 1$$

VERIFICATO

4.6 Centinatura in legno di archi e volte

4.6.1 Descrizione e finalità dell'opera

La centinatura di archi e volte è una struttura di sostegno lignea atta ad evitare il crollo di archi o volte in muratura danneggiati.

Tipici segni di dissesto delle strutture sono le lesioni in chiave ed alle reni, così come schematicamente evidenziato nella Figura 4.53.

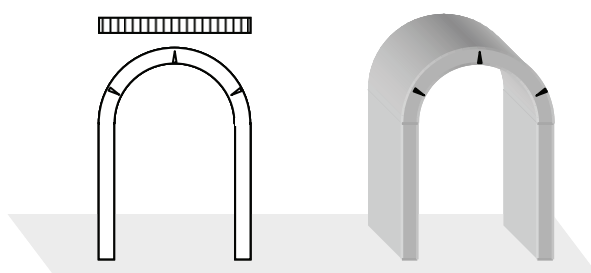


Figura 4.53 Quadro fessurativo tipico che evidenzia la presenza di lesioni in chiave e alle reni di strutture ad arco o a volta.

Scopo dell'opera è conseguire, mediante un sistema di sostegno, il trasferimento del carico verticale dell'arco/volta alla superficie di appoggio, eliminando nel contempo la spinta orizzontale verso le spalle. In Figura 4.54 viene schematizzato l'effetto di un'opera di centinatura.

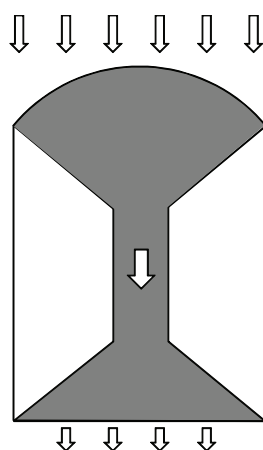


Figura 4.54 Rappresentazione schematica dell'opera di centinatura; è evidenziata la capacità di trasferire il carico verticale alla superficie d'appoggio della centina.

La scheda STOP SV è pensata per il sostegno, con strutture in legno, di volte ed archi in muratura a tutto sesto o a sesto ribassato. Solo ai fini dell'applicazione della scheda, la distinzione tra archi e volte è effettuata in funzione dello spessore della muratura o, equivalentemente, della dimensione longitudinale del piedritto

(indicato con “ s_m ” nella Figura 4.55): fino ad un metro di lunghezza la struttura è assimilabile ad un arco mentre, se di dimensioni maggiori, ad una volta.

In Figura 4.55 sono evidenziati gli elementi caratterizzanti una centina a varco aperto.

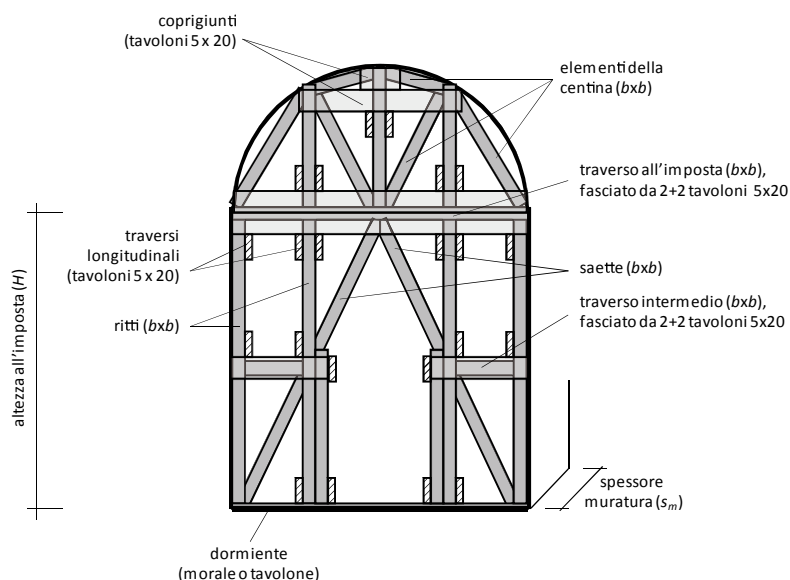


Figura 4.55 Elementi caratterizzanti una centina a varco aperto.

4.6.2 Scelte progettuali

L'opera di sostegno è dimensionata per sorreggere un'azione verticale pari alla massima azione che l'arco può sostenere. Ciò comporta la progettazione di soluzioni conservative ma con il vantaggio di svincolare l'operatore da qualsiasi ragionamento rivolto ad una stima del sovraccarico agente sulla struttura da presidiare, semplificando così il lavoro di chi opera sul campo.

4.6.2.1 Soluzioni progettuali

Per definire le diverse soluzioni progettuali dell'opera provvisoria si è tenuto conto degli scenari che tipicamente ci si può trovare dinnanzi; si sono contemplate soluzioni basate sia su parametri funzionali che dimensionali. Le prime tengono in considerazione la necessità eventuale di consentire il passaggio attraverso le centine (passaggio aperto o chiuso). I parametri dimensionali, invece, consentono di individuare le soluzioni in funzione della larghezza dell'arco.

In particolare si sono considerate 3 soluzioni per 3 intervalli di luce:

- soluzione con 3 ritti per luci fino a 3 m;
- soluzione con 5 ritti per luci da 3 a 6 m;
- soluzione con 7 ritti per luci da 6 a 9 m.

Gli schemi così individuati sono rappresentati in Figura 4.56.

Per agevolare la realizzazione dell'opera si è stabilita una distanza netta tra i ritti di ciascuna centina di almeno 50 cm. La realizzazione di centine a 3 ritti risulta piuttosto complicata nei casi di archi o volte con luce inferiore a 1.3 m: in tali casi si suggerisce quindi di utilizzare la soluzione per passaggi aperti, indipendentemente dalle esigenze di fruibilità degli stessi.

Al fine di ottimizzare l'impiego dei materiali, i tre intervalli di luce sono stati ulteriormente suddivisi come in Tabella 4.16.

Tabella 4.16 Intervalli di luce ammissibili per ciascuno schema di centina.

| Schema | Campi di luce ammessi | | |
|---------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| | $0\text{ m} < L \leq 1.5\text{ m}$ | $1.5\text{ m} < L \leq 2.0\text{ m}$ | $2.0\text{ m} < L \leq 3.0\text{ m}$ |
| 3 ritti | $0\text{ m} < L \leq 1.5\text{ m}$ | $1.5\text{ m} < L \leq 2.0\text{ m}$ | $2.0\text{ m} < L \leq 3.0\text{ m}$ |
| 5 ritti | $3.0\text{ m} < L \leq 4.5\text{ m}$ | $4.5\text{ m} < L \leq 6.0\text{ m}$ | - |
| 7 ritti | $6.0\text{ m} < L \leq 8.0\text{ m}$ | - | - |

Nella Figura 4.56 sono indicate le differenti soluzioni progettuali previste in funzione della luce e delle esigenze di fruibilità dei passaggi.

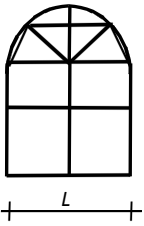
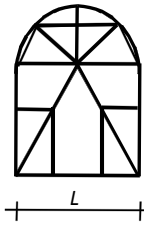
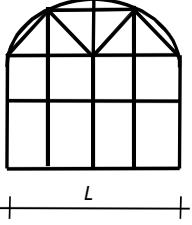
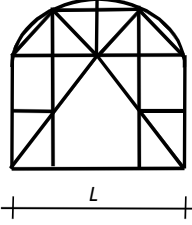
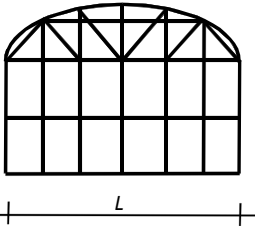
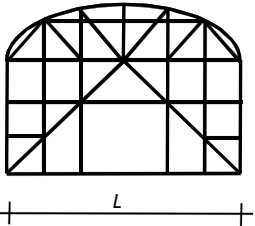
| | | PARAMETRI FUNZIONALI | |
|------------------------|----------------------------------|--|---|
| | | Non c'è la necessità di lasciare un passaggio (passaggio Chiuso) | C'è la necessità di lasciare un passaggio (passaggio Aperto) |
| PARAMETRI DIMENSIONALI | $0\text{ m} < L \leq 3\text{ m}$ |  C1 |  A1 |
| | $3\text{ m} < L \leq 6\text{ m}$ |  C2 |  A2 |
| | $6\text{ m} < L \leq 8\text{ m}$ |  C3 |  A3 |

Figura 4.56 Classificazione degli schemi tipo delle centine previste nella scheda STOP SV.

Le differenti tipologie di carpenterie individuate sono rappresentate nella Figura 4.57, nella Figura 4.58 e nella Figura 4.59.

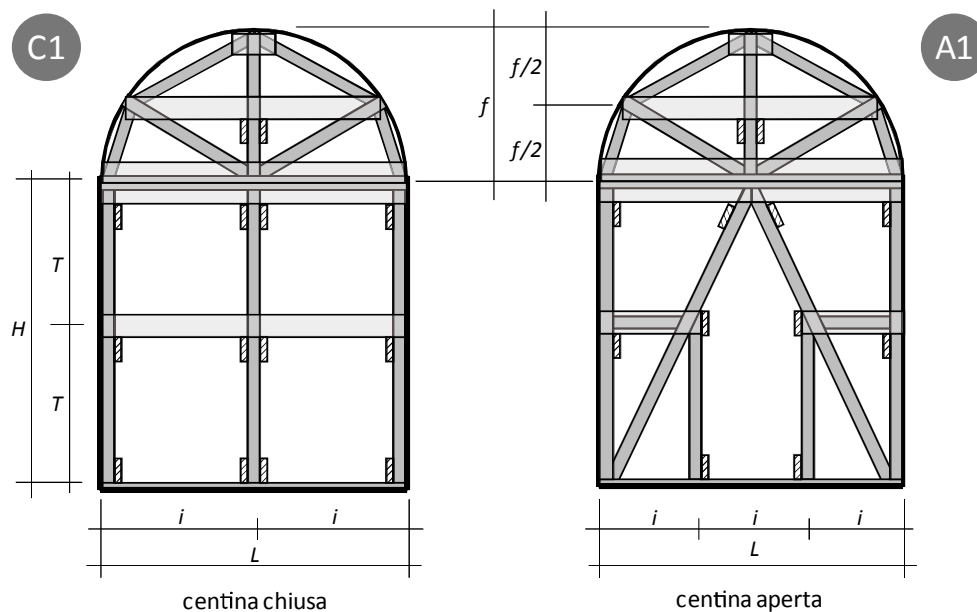


Figura 4.57 Carpenteria per le centine a 3 ritti; L fino a 3 m.

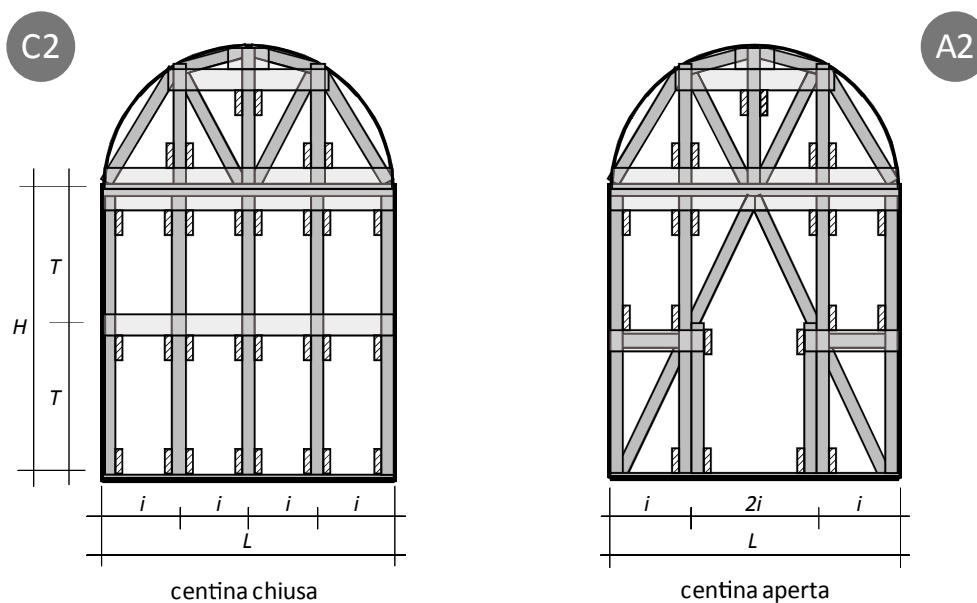


Figura 4.58 Carpenteria per le centine a 5 ritti; L da 3 a 6 m.

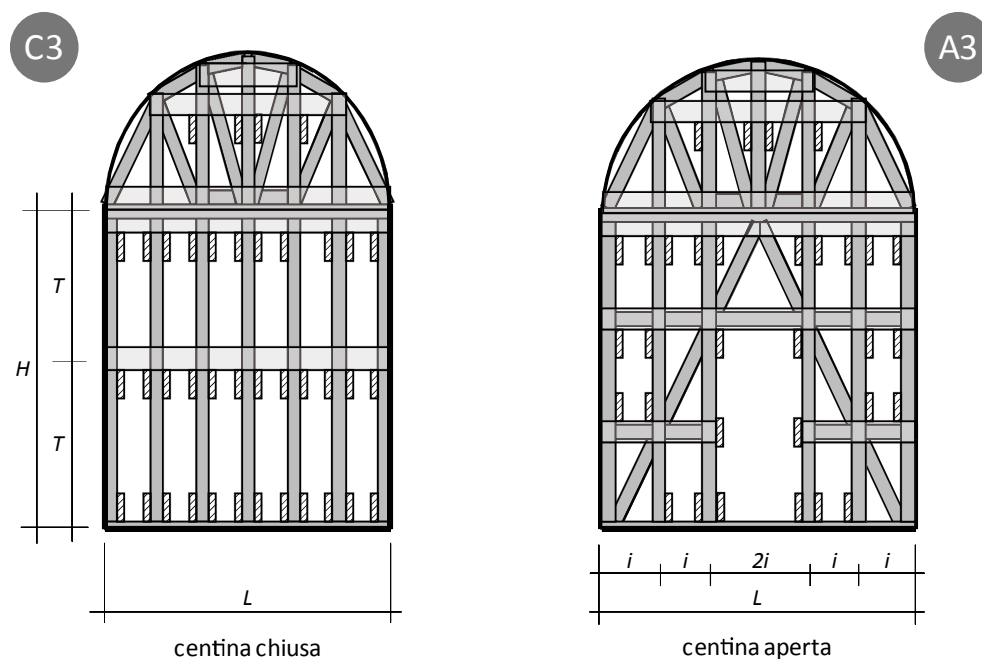


Figura 4.59 Carpenteria per le centine a 7 ritti; L da 6 a 8 m.

In base alle ipotesi riportate nel § 3.1.1, si è stabilito di impiegare la stessa sezione di forma quadrata per tutte le parti principali dell'opera (saette, ritti, traversi intermedi degli schemi aperti e dormienti per appoggi flessibili). Gli altri elementi (traversi, coprigiunti e, nel caso di struttura di appoggio rigida, il dormiente) sono realizzati con tavoloni di sezione 5x20 cm. Il sistema di sostegno delle volte e degli archi è completato da tavole lignee di sezione 2.5x10 cm con funzione di appoggio continuo all'intradosso delle strutture murarie.

4.6.2.2 Materiali

Legno

Il materiale utilizzato per l'opera provvisoria è il legno. A favore di sicurezza nei calcoli si considera un legno di bassa qualità, in particolare si fa riferimento alla classe C16 (per le caratteristiche di tale materiale si veda la Tabella 3.4).

Si prevede, inoltre, che gli elementi lignei possano essere esposti alle intemperie e pertanto per il dimensionamento è assunta una classe di servizio 3.

Il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale γ_M è posto pari ad 1.5 per gli elementi principali (come ad esempio i ritti e le saette) e pari ad 1 per gli elementi secondari (si veda il § 3.2.3.1).

Muratura

Si assume che la muratura sia costituita da elementi naturali caratterizzati da una scarsa resistenza a compressione e da malta di pessime caratteristiche meccaniche.

Si assume, inoltre, una resistenza a compressione di progetto per la muratura pari a $f_{bk} = 1.0 \text{ N/mm}^2$

4.6.3 Carichi

4.6.3.1 Condizioni di carico

Si ipotizza una durata del carico per l'opera provvisoria compresa fra 6 mesi e 10 anni, cui corrisponde una classe di durata "lunga".

Per la classe di servizio 3 e la classe di durata "lunga", per il legno massiccio, si ricava $K_{mod} = 0.55$ (§ 4.4.6, NTC 2008).

4.6.3.2 Scenario di carico

Al fine di semplificare e di standardizzare quanto più possibile le scelte e le soluzioni progettuali, si è deciso di ipotizzare uno scenario di carico cautelativo, caratterizzato da condizioni di rottura incipiente della muratura. Ciò consente di svincolarsi dalle effettive condizioni di carico e rende agevole e conservativo il dimensionamento delle opere provvisorie.

Con riferimento alla Figura 4.60, si effettua il calcolo della massima componente verticale agente in testa ai piedritti nell'ipotesi di rottura in chiave ed alle reni dell'elemento strutturale murario (meccanismo di collasso di Mery). Nel caso di specie, si ipotizza la formazione di tre cerniere in corrispondenza della chiave e delle reni della struttura muraria.

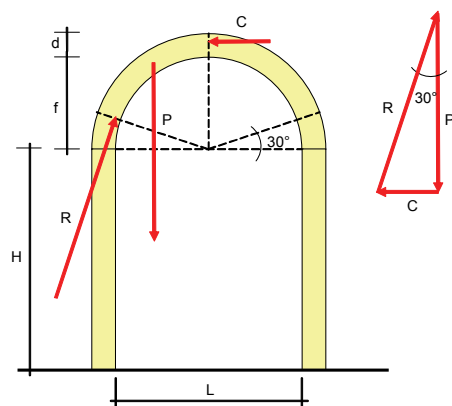


Figura 4.60 Schema di calcolo delle centine.

L'inizio della fessurazione in chiave è associato ad una distribuzione di tensioni triangolare con il valore massimo pari alla tensione di rottura di progetto per la muratura (f_{bd}) (Figura 4.61).

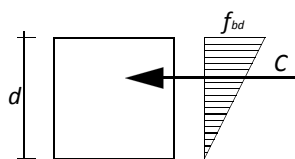


Figura 4.61 Andamento delle tensioni di compressione nella sezione in chiave.

A partire del valore dello spessore in chiave (d) si calcola la compressione massima in chiave C per uno spessore di un metro, mediante la relazione:

$$C = \frac{1}{2} \cdot f_{bd} \cdot d \cdot 1000$$

Si considera che il valore dello spessore in chiave (d) sia correlato alla luce dell'arco secondo le indicazioni di Furiuzzi et al. (2007). Tali valori sono riportati in Tabella 4.17.

Tabella 4.17 Minimo spessore in chiave per gli archi a tutto sesto e per le volte a botte (tratto dalla tabella Mur. 11 di Furiuzzi et al., 2007).

| L (m) | d (cm) |
|---------|----------|
| 1.5 | 2.0 |
| 2.0 | 25 |
| 3.0 | 40 |
| 6.0 | 50 |
| 8.0 | 60 |

La componente verticale (P) dello scarico alle reni (R) si deduce dalla condizione di equilibrio delle forze del semiarco (Figura 4.60) mediante la relazione:

$$P = C \cdot \text{tg}(60^\circ)$$

Si adotta un valore di compressione su ciascuno degli n ritti pari a $2P/n$.

Per semplificare e standardizzare quanto più possibile le scelte progettuali e le soluzioni realizzative, sono stati considerati diversi scenari di carico basati sulla configurazione adottata (Figura 4.56), su differenti valori di luce dell'arco/volta e su due diversi valori di spessore della muratura (o del piedritto) s_m :

- $s_m \leq 50$ cm: in genere rappresentativo di costruzioni ordinarie;
- $50 \text{ cm} < s_m \leq 100$ cm: in genere rappresentativo di edifici monumentali.

4.6.3.3 Calcolo dello sforzo normale di progetto sui ritti

Il valore dello sforzo di compressione in chiave (C) viene calcolato, per una profondità di arco/volta di 1 metro, mediante la relazione:

$$C = \frac{1}{2} \cdot f_{bd} \cdot d \cdot 1000$$

dove d è lo spessore in corrispondenza della chiave. Il valore di d si può ricavare in funzione della luce L utilizzando e interpolando i valori in Tabella 4.18, validi per gli archi a tutto sesto e per le volte a botte.

In Tabella 4.18 si riportano, inoltre, i valori dello sforzo di compressione C calcolati in funzione di diversi valori della luce L e della componente verticale (P) dello scarico alle reni (R), che si deduce dalla condizione di equilibrio delle forze del semiarco mediante la relazione:

$$P = C \cdot \operatorname{tg}(60^\circ)$$

Tabella 4.18 Valori del minimo spessore in chiave (d) per gli archi a tutto sesto e per le volte a botte (tratto da tabella Mur. 11 di Furiuzzi et al. 2007); i valori di d per $L=1.5$ m e $L=4.5$ m sono stati ricavati per interpolazione. Per ciascun valore di L si riportano anche lo sforzo normale massimo di compressione in chiave (C) e la componente verticale (P) dello scarico alle reni.

| L (m) | d (cm) | C (kN/m) | P (kN/m) |
|---------|----------|------------|------------|
| 1.5 | 20 | 100 | 173 |
| 2.0 | 25 | 125 | 217 |
| 3.0 | 40 | 200 | 346 |
| 4.5 | 45 | 225 | 390 |
| 6.0 | 50 | 250 | 433 |
| 8.0 | 60 | 300 | 520 |

Noto il valore della componente verticale dello scarico alle reni (P), si suppone che lo scarico verticale complessivo dell'arco (o della volta), pari a $2P$, sia assorbito interamente dai ritti disposti in pianta secondo le configurazioni tipologiche individuate nel precedente paragrafo: 3, 5 o 7 ritti per ogni fascia di 1 m di profondità.

Dalla ripartizione del carico verticale $2P$ per il numero di ritti ipotizzato (n), si calcola il valore dello sforzo normale agente su ciascun ritto $N = 2P/n$ (Tabella 4.19)

Tabella 4.19 Massimo valore dello sforzo normale di progetto sui ritti (kN). Si riportano i valori per le sole configurazioni calcolate.

| N (kN) | | Numero ritti per metro di profondità | | |
|----------------|-----|---|-----|-----|
| | | 3 | 5 | 7 |
| L_{\max} (m) | 1.5 | 115 | - | - |
| | 2.0 | 144 | - | - |
| | 3.0 | 231 | - | - |
| | 4.5 | - | 156 | - |
| | 6.0 | - | 173 | - |
| | 8.0 | - | - | 148 |

4.6.4 Dimensionamento

Il dimensionamento dell'opera è effettuato sugli elementi maggiormente sollecitati (elementi critici, ossia i ritti o le saette) attraverso delle verifiche a compressione ed instabilità.

Per le ragioni esposte nella parte relativa ai criteri generali, la sezione così dimensionata è utilizzata anche per gli altri elementi “principali” dell’opera.

4.6.4.1 Calcolo dello sforzo normale resistente dei ritti

Per la verifica di stabilità dei ritti si adotta il metodo di cui al § 4.4.8.2.2 delle NTC 2008. Lo sforzo normale resistente di progetto per compressione parallela alla fibratura ($N_{b,0,d}$) del legno vale:

$$N_{b,0,d} = A \cdot k_{crit,c} \cdot f_{c,0,d}$$

essendo:

A l’area della sezione del ritto;

$f_{c,0,d}$ il valore di progetto della resistenza a compressione parallela alla fibratura per il legno massiccio;

$k_{crit,c}$ il coefficiente di riduzione delle resistenza plastica della membratura semplicemente compressa, la cui espressione è:

$$k_{crit,c} = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}}$$

I parametri ausiliari per determinare $k_{crit,c}$ sono forniti dalle relazioni in Tabella 4.20.

Tabella 4.20 Parametri ausiliari e relative formule.

| Formula | Descrizione |
|---|--|
| $k = 0.5 \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,c} - 0.3) + \lambda_{rel,c}^2]$ | |
| $\beta_c = 0.2$ | valore valido per il legno massiccio |
| $\lambda_{rel,c} = (f_{c,0,k} / \sigma_{c,crit})^{1/2}$ | snellezza relativa dell’asta |
| $f_{c,0,k} = 17 \text{ N/mm}^2$ | valore caratteristico della resistenza a compressione parallela alla fibratura per il legno massiccio di categoria C16 |
| $\sigma_{c,crit} = \pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot J / (A \cdot L_{eff}^2)$ | tensione critica euleriana |
| $E_{0.05} = 5.4 \text{ kN/mm}^2$ | valore caratteristico del modulo di Young per il legname C16 |
| $J / A = b^2 / 12$ | per la sezione quadrata di lato “b” |
| L_{eff} | lunghezza libera di inflessione che viene valutata con il metodo delle “alignment charts”. |

Utilizzando le espressioni introdotte ed i valori delle proprietà meccaniche indicati, si effettua il calcolo del carico di rottura dei ritti di sezione 10x10, 13x13, 15x15, 18x18 e 20x20 con riferimento a lunghezze libere di inflessione variabili tra 1.0 m e 7.0 m (Tabella 4.21, Tabella 4.22, Tabella 4.23).

Tabella 4.21 Snellezza relativa $\lambda_{rel,c}$.

| $\lambda_{rel,c}$ | | L_{eff} (m) | | | | | | | | | | | | |
|--------------------|-------|---------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | | 1.0 | 1.5 | 2.0 | 2.5 | 3.0 | 3.5 | 4.0 | 4.5 | 5.0 | 5.5 | 6.0 | 6.5 | 7.0 |
| sezione (cmxcm) | 10x10 | 0.6 | 0.9 | 1.2 | 1.5 | 1.9 | 2.2 | 2.5 | 2.8 | 3.1 | 3.4 | 3.7 | 4.0 | 4.3 |
| | 13x13 | 0.5 | 0.7 | 1.0 | 1.2 | 1.4 | 1.7 | 1.9 | 2.1 | 2.4 | 2.6 | 2.9 | 3.1 | 3.3 |
| | 15x15 | 0.4 | 0.6 | 0.8 | 1.0 | 1.2 | 1.4 | 1.6 | 1.9 | 2.1 | 2.3 | 2.5 | 2.7 | 2.9 |
| | 18x18 | 0.3 | 0.5 | 0.7 | 0.9 | 1.0 | 1.2 | 1.4 | 1.5 | 1.7 | 1.9 | 2.1 | 2.2 | 2.4 |
| | 20x20 | 0.3 | 0.5 | 0.6 | 0.8 | 0.9 | 1.1 | 1.2 | 1.4 | 1.5 | 1.7 | 1.9 | 2.0 | 2.2 |

Tabella 4.22 Coefficiente di riduzione della resistenza plastica $k_{crit,c}$.

| $k_{crit,c}$ | | L_{eff} (m) | | | | | | | | | | | | |
|--------------------|-------|---------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | | 1.0 | 1.5 | 2.0 | 2.5 | 3.0 | 3.5 | 4.0 | 4.5 | 5.0 | 5.5 | 6.0 | 6.5 | 7.0 |
| sezione (cmxcm) | 10x10 | 0.91 | 0.74 | 0.52 | 0.36 | 0.26 | 0.19 | 0.15 | 0.12 | 0.10 | 0.08 | 0.07 | 0.06 | 0.05 |
| | 13x13 | 0.96 | 0.87 | 0.72 | 0.55 | 0.41 | 0.32 | 0.25 | 0.20 | 0.16 | 0.14 | 0.11 | 0.10 | 0.09 |
| | 15x15 | 0.97 | 0.91 | 0.81 | 0.67 | 0.52 | 0.41 | 0.32 | 0.26 | 0.21 | 0.18 | 0.15 | 0.13 | 0.11 |
| | 18x18 | 0.99 | 0.95 | 0.88 | 0.79 | 0.67 | 0.54 | 0.44 | 0.36 | 0.30 | 0.25 | 0.21 | 0.18 | 0.16 |
| | 20x20 | 1.00 | 0.96 | 0.91 | 0.84 | 0.74 | 0.63 | 0.52 | 0.43 | 0.36 | 0.30 | 0.26 | 0.22 | 0.19 |

Tabella 4.23 Sforzo normale resistente $N_{b,0,d}$ (kN).

| $N_{b,0,d}$ (kN) | | L_{eff} (m) | | | | | | | | | | | | |
|---------------------|-------|---------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|-----|
| | | 1.0 | 1.5 | 2.0 | 2.5 | 3.0 | 3.5 | 4.0 | 4.5 | 5.0 | 5.5 | 6.0 | 6.5 | 7.0 |
| sezione (cmxcm) | 10x10 | 57 | 46 | 32 | 22 | 16 | 12 | 9.4 | 7.5 | 6.1 | 5.1 | 4.3 | 3.7 | 3.2 |
| | 13x13 | 101 | 92 | 76 | 58 | 43 | 33 | 26 | 21 | 17 | 14 | 12 | 10.3 | 9.0 |
| | 15x15 | 137 | 128 | 114 | 93 | 73 | 57 | 45 | 36 | 30 | 25 | 21 | 18 | 16 |
| | 18x18 | 200 | 191 | 178 | 159 | 135 | 110 | 89 | 73 | 60 | 51 | 43 | 37 | 32 |
| | 20x20 | 249 | 239 | 227 | 209 | 185 | 157 | 130 | 107 | 90 | 76 | 65 | 56 | 48 |

Nella Figura 4.62 si riporta il grafico con l'andamento dello sforzo normale resistente dei ritti in legno di categoria C16 al variare della lunghezza libera di inflessione. Nel § 4.6.6.1 si riporta il calcolo della lunghezza libera di inflessione dei ritti sostenenti le centine.

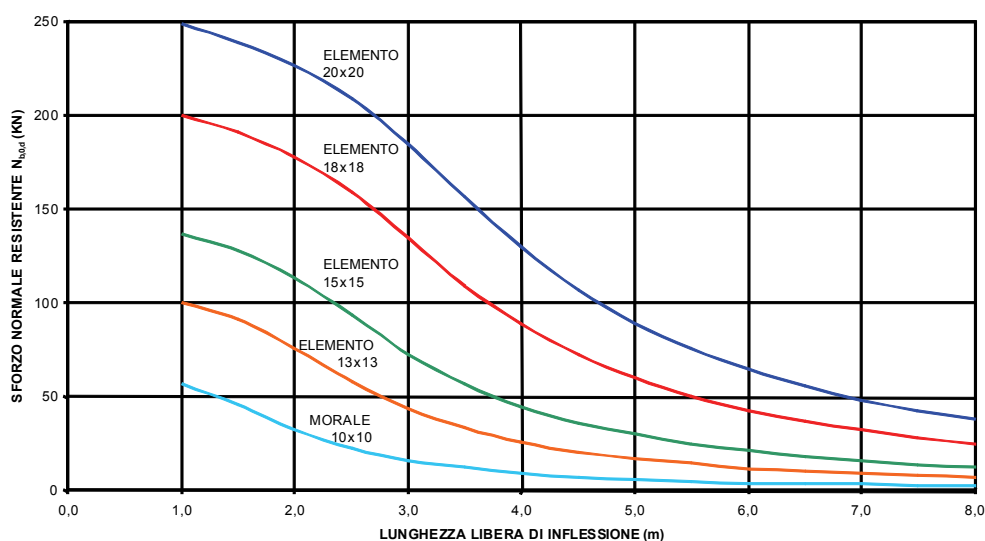


Figura 4.62 Andamento dello sforzo normale resistente $N_{b,0,d}$ al variare della lunghezza libera di inflessione L_{eff} dei ritti (legno C16).

4.6.4.2 Valutazione della lunghezza libera di inflessione dei ritti

Per la valutazione approssimata della lunghezza libera di inflessione dei ritti si segue il metodo delle “*alignment charts*” (Ballio e Mazzolani, 1987 e Dumonteil, 1992). Applicando tale metodo è possibile effettuare una stima della lunghezza libera di inflessione di aste compresse nell’ipotesi di vincoli elasticamente cedevoli alle estremità. Nel caso di specie, in cui gli schemi strutturali per la centinatura di volte prevedono dei traversi sia in direzione trasversale al varco che in quella ad esso parallela, si calcola la lunghezza libera dei ritti tenendo in considerazione la presenza dei vincoli intermedi che non sono bloccati nei confronti della traslazione. Per tale motivo, i telai orditi in direzione parallela alle volte possono essere considerati “a nodi spostabili”, a differenza di quelli trasversali che risultano vincolati in corrispondenza delle spalle delle strutture murarie.

Si rimanda al § 4.6.6.1 lo sviluppo della parte teorica e alcuni esempi relativi al calcolo della lunghezza libera di inflessione.

4.6.4.3 Dimensionamento dei ritti a sostegno delle volte

Per le opere di centinatura delle volte si impone un valore massimo dell’interasse tra le centine pari ad 1 metro. A partire da tale valore e dalla luce della volta si ricava lo sforzo normale di progetto agente sul ritto maggiormente sollecitato, come descritto al § 4.6.3.2.

Per ciascuna sezione utilizzabile (sezioni commerciali in Tabella 3.2), si determina la massima lunghezza libera d’inflessione tale per cui la sezione sia in grado di resistere allo sforzo normale di progetto.

Mediante il metodo delle “*alignment charts*”, alla lunghezza libera d’inflessione viene fatto corrispondere l’interasse massimo (T) tra i traversi aventi funzione di rompitratta.

Nel caso di centina aperta, il ritto centrale è sostituito da due saette inclinate. Come si dimostra al § 4.6.6.2 le sezioni individuate per le configurazioni chiuse rimangono valide anche per le configurazioni aperte, a condizione che l’angolo d’inclinazione delle saette rispetto alla verticale sia inferiore a 35°.

4.6.4.4 Dimensionamento dei ritti a sostegno degli archi

Per le opere di centinatura degli archi si distinguono i casi in cui si possono disporre due centine accoppiate (spessori del muro s_m maggiore di 50 cm) e i casi in cui, per ragioni pratiche, è preferibile disporre una sola centina ($s_m < 50$ cm) che, di conseguenza, non può essere rompitrattata per ridurre la luce libera d’inflessione fuori piano. In quest’ultimo caso, è quindi necessario che l’altezza d’imposta dell’arco sia inferiore alla lunghezza libera d’inflessione dei ritti, per cui viene limitata la dimensione H presidiabile (Figura 4.60).

4.6.4.5 Verifica dei traversi

La verifica dei traversi, costituiti da 2 tavoloni di dimensioni 5x20 cm, viene effettuata nell’ipotesi di funzionamento a contrasto dell’inflessione derivante dall’instabilità dei ritti. Lo sforzo normale generato dall’azione di contrasto

all'inflessione dei ritti da parte della coppia di traversi (F_d) è determinabile dalla seguente relazione, valida per legno massiccio:

$$F = \frac{N_d}{80} \quad \text{in cui } N_d \text{ è lo sforzo normale sui ritti (Piazza et al., 2005).}$$

A titolo cautelativo, si assume come sforzo normale agente sui ritti il carico ultimo dell'elemento 20x20 cm e, come lunghezza libera di inflessione dei traversi, il massimo interasse trasversale possibile tra i ritti, pari a 1.5 m (caso di centina a 5 ritti con varco di luce pari a 6 m).

Per tale valore di sforzo normale, i traversi sono sempre verificati.

4.6.5 Esempio di calcolo

Per il dimensionamento dei ritti della scheda STOP SV si è proceduto come indicato di seguito.

Per ciascuno schema progettuale (a 3, 5 o 7 ritti) e per ciascuna classe di luci ammissibili, si è determinato il massimo sforzo normale di progetto agente sui ritti. A partire da tale valore, si è definita la lunghezza libera d'inflessione massima (T_{max}) per ciascuna sezione utilizzabile. Con procedimento a ritroso si è quindi risaliti al massimo interasse tra i traversi tale da garantire una lunghezza libera di inflessione nei ritti non superiore a quella determinata al punto precedente.

Dimensionamento dei ritti a sostegno delle volte: schemi a centina chiusa

A titolo di esempio si presenta il ragionamento sopra riportato per lo schema a 3 ritti per una luce di 1.5 metri.

Dalla Tabella 4.19 si desume lo sforzo normale di progetto sul ritto: $N_d = 115$ kN.

Dal confronto con il grafico di Figura 4.62 si individuano le sezioni compatibili con la sollecitazione di progetto agente. Come si evince dal grafico in Figura 4.63, possono essere impiegati, per la soluzione progettuale individuata, solo elementi 15x15, 18x18 e 20x20. Gli elementi 13x13 e i morali 10x10 offrono infatti sforzi normali resistenti inferiori a quelli di progetto agenti. Le massime lunghezze libere di inflessione ammissibili per tale condizione di carico si deducono sempre dal grafico in Figura 4.63 e sono pari a:

- elementi 15x15: $L_{eff} \leq 2.0$ m
- elementi 18x18: $L_{eff} \leq 3.4$ m
- elementi 20x20: $L_{eff} \leq 4.3$ m

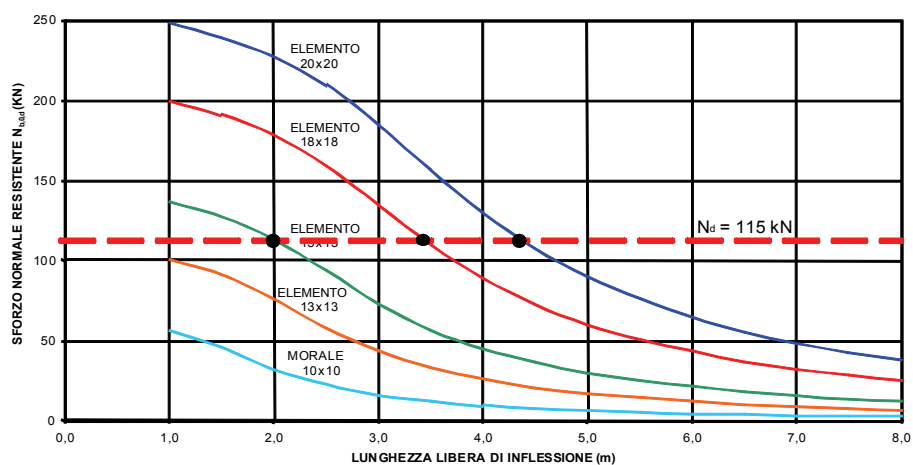


Figura 4.63 Confronto tra lo sforzo normale di progetto per uno schema di centina di volta a tre ritti a metro con luce fino a 1.5 m e la resistenza dei ritti (legno C16).

Dalla Tabella 4.24 è possibile desumere l'interasse massimo tra i traversi tale da garantire un corretto valore della lunghezza libera di inflessione:

Tabella 4.24 Interasse massimo tra i traversi compatibile con il valore della lunghezza.

| L_{eff} (m) | INTERASSE TRAVERSI 5X20 (T) (m) | | | | | | | | | | | | | | | |
|------------------|---------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | 1.0 | 1.5 | 2.0 | 2.5 | 3.0 | 3.5 | 4.0 | 4.5 | 5.0 | 5.5 | 6.0 | 6.5 | 7.0 | 7.5 | 8.0 | |
| SEZ. (cmxcm) | 10x10 | 1.10 | 1.60 | 2.10 | 2.60 | 3.10 | 3.60 | 4.10 | 4.60 | 5.10 | 5.60 | 6.10 | 6.60 | 7.10 | 7.60 | 8.10 |
| | 13x13 | 1.25 | 1.76 | 2.27 | 2.77 | 3.27 | 3.77 | 4.28 | 4.78 | 5.28 | 5.78 | 6.28 | 6.78 | 7.28 | 7.78 | 8.28 |
| | 15x15 | 1.42 | 1.94 | 2.45 | 2.96 | 3.47 | 3.97 | 4.48 | 4.98 | 5.48 | 5.98 | 6.49 | 6.99 | 7.49 | 7.99 | 8.49 |
| | 18x18 | 1.76 | 2.32 | 2.86 | 3.39 | 3.91 | 4.43 | 4.94 | 5.45 | 5.96 | 6.47 | 6.97 | 7.48 | 7.98 | 8.49 | 8.99 |
| | 20x20 | 2.05 | 2.66 | 3.22 | 3.77 | 4.31 | 4.84 | 5.37 | 5.89 | 6.40 | 6.92 | 7.43 | 7.94 | 8.45 | 8.96 | 9.47 |

Posizionando i traversi ad un interasse non superiore a 1.5 metri, la lunghezza libera di inflessione per gli elementi 15x15 è di 1.94 m, molto prossima a quella limite già determinata. Per tale motivo è possibile porre i traversi ad un interasse non superiore a 1.5 m.

Analogamente si determinano gli interassi massimi tra i traversi per le altre sezioni utilizzabili, compatibili con la condizione di stabilità meccanica.

In Tabella 4.25 sono riportati i risultati dei calcoli per tutte le configurazioni relative alle volte a botte.

Tabella 4.25 Tabella per il dimensionamento delle centine delle volte a botte (legno C16).

| Numero ritti per metro di profondità | Luce | Sezione ritti (cmxcm) | Interasse massimo traversi " T_{max} " |
|--------------------------------------|--------------------------|-----------------------|--|
| 3 | $L \leq 1.5$ m | 15x15 | 1.5 m |
| | $L \leq 1.5$ m | 18x18 | 2.5 m |
| | $L \leq 1.5$ m | 20x20 | 3.0 m |
| | 1.5 m $< L \leq 2.0$ m | 18x18 | 1.5 m |
| | 1.5 m $< L \leq 2.0$ m | 20x20 | 2.0 m |
| | 2.0 m $< L \leq 3.0$ m | 20x20 | 1.0 m |
| 5 | 3.0 m $< L \leq 4.5$ m | 18x18 | 1.5 m |
| | 3.0 m $< L \leq 4.5$ m | 20x20 | 2.0 m |
| | 4.5 m $< L \leq 6.0$ m | 18x18 | 1.0 m |
| | 4.5 m $< L \leq 6.0$ m | 20x20 | 2.0 m |
| 7 | 6.0 m $< L \leq 8.0$ m | 18x18 | 1.5 m |
| | 6.0 m $< L \leq 8.0$ m | 20x20 | 2.0 m |

Verifica dei traversi

La verifica dei traversi, costituiti da 2 tavoloni di dimensioni 5x20, viene effettuata nell'ipotesi che essi funzionino come contrasto dell'inflessione derivante dall'instabilità dei ritti. Lo sforzo normale sui tavoloni (F_d), generato dall'azione di contrasto all'inflessione dei ritti da parte della coppia di traversi, è determinabile dalla seguente relazione, valida per legno massiccio:

$$F = \frac{N_d}{80}$$

dove N_d è lo sforzo normale sui ritti.

A titolo cautelativo si assume come sforzo normale agente sui ritti il carico di collasso di progetto dell'elemento 20x20 e come lunghezza libera di inflessione dei traversi il massimo interasse trasversale possibile tra i ritti pari a 1.5 m.

Lo sforzo normale agente sul singolo traverso risulta:

$$F_{d,1} = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{b,0,d}}{80} = \frac{1}{2} \cdot \frac{249}{80} = 1.56 \text{ kN}$$

Lo sforzo normale resistente del singolo traverso 5x20 si calcola con l'usuale procedura:

$$\sigma_{c,crit} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot J}{A \cdot L^2} = \frac{\pi^2 \cdot 5400 \cdot \frac{200 \cdot 50^3}{12}}{50 \cdot 200 \cdot 1500^2} = 4.94 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione critica euleriana}$$

$$\lambda_{rel,c} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit}}} = \sqrt{\frac{17.0}{4.94}} = 1.85 \text{ snellezza relativa del traverso}$$

$$k = \frac{1}{2} \left[1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,c} - 0.3) + \lambda_{rel,c}^2 \right] = \frac{1}{2} \cdot [1 + 0.2 \cdot (1.85 - 0.3) + 1.85^2] = 2.37$$

$$k_{crit,c} = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}} = \frac{1}{2.37 + \sqrt{2.37^2 - 1.85^2}} = 0.26 \text{ coefficiente di riduzione}$$

$$N_{b,0,d} = A \cdot k_{crit,c} \cdot f_{c,0,d} = \frac{50 \cdot 200 \cdot 0.26 \cdot 6.23}{1000} = 16.2 \text{ kN} > F_{d,1} = 1.56 \text{ kN} \quad \text{VERIFICATO}$$

Dimensionamento dei ritti a sostegno degli archi

Sia per gli archi di spessore fino a 0.5 m che per quelli spessi fino ad un metro, le sollecitazioni agenti sulle centine di sostegno risultano al più pari alla metà di quelle calcolate per le volte (Tabella 4.26).

Tabella 4.26 Massimo valore dello sforzo normale di progetto sui ritti a sostegno di volte.

| N (kN) | | Numero ritti per centina | | |
|----------------------|-----|--------------------------|----|----|
| | | 3 | 5 | 7 |
| L _{max} (m) | 1.5 | 58 | - | - |
| | 2.0 | 72 | - | - |
| | 3.0 | 115 | - | - |
| | 4.5 | - | 78 | - |
| | 6.0 | - | 87 | - |
| | 8.0 | - | - | 74 |

Dal confronto tra la Tabella 4.26 e la Tabella 4.23 si evince il dimensionamento delle centine per archi di spessore fino a mezzo metro (Tabella 4.27).

Per gli archi spessi fino ad un metro, sostenuti da almeno due centine, si fa affidamento sulla rigidità dei traversi. Pertanto, utilizzando il procedimento di calcolo già descritto per le volte, si determinano gli interassi massimi tra i traversi tali da limitare opportunamente la lunghezza libera di inflessione dei ritti (Tabella 4.28).

Tabella 4.27 Tabella di dimensionamento centine per archi di spessore fino a 0.5 m.

| Numero ritti | Luce L (m) | Sezione ritti (cmxcm) | Altezza di imposta H (m) |
|--------------|-------------------|-----------------------|--------------------------|
| 3 | L ≤ 1.5 m | 13x13 | 2.5 m |
| | L ≤ 1.5 m | 15x15 | 3.5 m |
| | L ≤ 1.5 m | 18x18 | 5.0 m |
| | L ≤ 1.5 m | 20x20 | 6.0 m |
| | 1.5 m < L ≤ 2.0 m | 13x13 | 2.0 m |
| | 1.5 m < L ≤ 2.0 m | 15x15 | 3.0 m |
| | 1.5 m < L ≤ 2.0 m | 18x18 | 4.5 m |
| | 1.5 m < L ≤ 2.0 m | 20x20 | 5.5 m |
| | 2.0 m < L ≤ 3.0 m | 15x15 | 1.5 m |
| | 2.0 m < L ≤ 3.0 m | 18x18 | 3.0 m |
| | 2.0 m < L ≤ 3.0 m | 20x20 | 4.0 m |
| 5 | 3.0 m < L ≤ 4.5 m | 13x13 | 1.5 m |
| | 3.0 m < L ≤ 4.5 m | 15x15 | 2.5 m |
| | 3.0 m < L ≤ 4.5 m | 18x18 | 4.5 m |
| | 3.0 m < L ≤ 4.5 m | 20x20 | 5.0 m |
| | 4.5 m < L ≤ 6.0 m | 13x13 | 1.5 m |
| | 4.5 m < L ≤ 6.0 m | 15x15 | 2.5 m |
| | 4.5 m < L ≤ 6.0 m | 18x18 | 4.0 m |
| | 4.5 m < L ≤ 6.0 m | 20x20 | 5.0 m |
| 7 | 6.0 m < L ≤ 8.0 m | 13x13 | 2.0 m |
| | 6.0 m < L ≤ 8.0 m | 15x15 | 2.5 m |
| | 6.0 m < L ≤ 8.0 m | 18x18 | 4.0 m |
| | 6.0 m < L ≤ 8.0 m | 20x20 | 5.5 m |

Tabella 4.28 Tabella di dimensionamento centine per archi di spessore compreso tra 0.5 e 1.0 m.

| Numero ritti | Luce L (m) | Sezione ritti (cmxcm) | Interasse tra i traveri T (m) |
|--------------|--------------------------------|-----------------------|---------------------------------|
| 3 | $L \leq 1.5$ m | 13x13 | 2.0 m |
| | $L \leq 1.5$ m | 15x15 | 3.0 m |
| | $L \leq 1.5$ m | 18x18 | 4.0 m |
| | $L \leq 1.5$ m | 20x20 | 4.5 m |
| | $1.5 \text{ m} < L \leq 2.0$ m | 13x13 | 1.5 m |
| | $1.5 \text{ m} < L \leq 2.0$ m | 15x15 | 2.5 m |
| | $1.5 \text{ m} < L \leq 2.0$ m | 18x18 | 3.5 m |
| | $1.5 \text{ m} < L \leq 2.0$ m | 20x20 | 4.0 m |
| | $2.0 \text{ m} < L \leq 3.0$ m | 15x15 | 1.0 m |
| | $2.0 \text{ m} < L \leq 3.0$ m | 18x18 | 2.0 m |
| 5 | $2.0 \text{ m} < L \leq 3.0$ m | 20x20 | 2.5 m |
| | $3.0 \text{ m} < L \leq 4.5$ m | 13x13 | 1.0 m |
| | $3.0 \text{ m} < L \leq 4.5$ m | 15x15 | 2.0 m |
| | $3.0 \text{ m} < L \leq 4.5$ m | 18x18 | 3.5 m |
| | $3.0 \text{ m} < L \leq 4.5$ m | 20x20 | 3.5 m |
| | $4.5 \text{ m} < L \leq 6.0$ m | 13x13 | 1.0 m |
| | $4.5 \text{ m} < L \leq 6.0$ m | 15x15 | 2.0 m |
| | $4.5 \text{ m} < L \leq 6.0$ m | 18x18 | 3.0 m |
| 7 | $4.5 \text{ m} < L \leq 6.0$ m | 20x20 | 3.5 m |
| | $6.0 \text{ m} < L \leq 8.0$ m | 13x13 | 1.5 m |
| | $6.0 \text{ m} < L \leq 8.0$ m | 15x15 | 2.0 m |
| | $6.0 \text{ m} < L \leq 8.0$ m | 18x18 | 3.0 m |
| | $6.0 \text{ m} < L \leq 8.0$ m | 20x20 | 4.0 m |

Verifica di una centina a varco chiuso

A titolo d'esempio si effettua la verifica di una centina a 5 ritti a varco chiuso di luce pari a 4.5 m. Per una centina di tali dimensioni la scheda STOP-SV prevede l'impiego di morali 20x20 bloccati da traversi 20x20 ad interasse di 2.0 m.

Lo sforzo di compressione sulla chiave della volta ($d = 45$ cm) agente su uno spessore murario di un metro vale:

$$C = 1/2 \cdot f_{bd} \cdot d \cdot 1000 = 0.5 \cdot 1.0 \cdot 450 \cdot 1000 = 225 \text{ kN/m}$$

La componente verticale dello scarico alle reni risulta:

$$P = C \cdot \text{tg}(60^\circ) = 225 \cdot 1.732 = 390 \text{ kN/m}$$

Lo sforzo normale di progetto agente sui 5 ritti posti a sostegno dello spessore unitario di volta si calcola in:

$$N = 2P/n = 2 \cdot 390/5 = 156 \text{ kN}$$

Il momento di inerzia della coppia di traversi 5x20 vale:

$$J_T = 2 \cdot b \cdot H^3 / 12 = 2 \cdot 5 \cdot 20^3 / 12 = 6666.7 \text{ cm}^4$$

Il momento di inerzia dei ritti 20x20 risulta:

$$J_C = b \cdot H^3 / 12 = 20 \cdot 20^3 / 12 = 13333.3 \text{ cm}^4$$

Si calcola la lunghezza libera di inflessione dei ritti ($L_{eff} = k \cdot T$), propedeutica al calcolo dello sforzo normale resistente, con il metodo delle "alignment charts" (§ 4.6.6.1):

$$G_A = G_B = \frac{\sum \left(\gamma \frac{J}{T} \right)_{C.A.}}{\sum \left(\gamma \frac{J}{i} \right)_{T.A.}} = 2 \cdot \frac{J_c}{T} \cdot \frac{i}{J_T} = 2 \cdot \frac{13333.3}{200} \cdot \frac{100}{6666.7} = 2.0$$

$$K = \sqrt{\frac{1.6 \cdot G^2 + 8.0 \cdot G + 7.5}{2G + 7.5}} = \sqrt{\frac{1.6 \cdot 2.0^2 + 8.0 \cdot 2.0 + 7.5}{2 \cdot 2.0 + 7.5}} = 1.61$$

$$L_{eff} = k \cdot T = 1.61 \cdot 2.0 = 3.22 \text{ m}$$

La tensione critica euleriana dei ritti risulta:

$$\sigma_{c,crit} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot J}{A \cdot L^2} = \frac{\pi^2 \cdot 5400 \cdot \frac{20^4}{12}}{20^2 \cdot 322^2} = 17.13 \text{ N/mm}^2$$

La snellezza relativa dei ritti vale:

$$\lambda_{rel,c} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit}}} = \sqrt{\frac{17.0}{17.13}} = 0.99 \text{ snellezza relativa del trasverso}$$

Il coefficiente ausiliario k è così calcolato:

$$k = \frac{1}{2} \left[1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,c} - 0.3) + \lambda_{rel,c}^2 \right] = \frac{1}{2} \cdot [1 + 0.2 \cdot (0.99 - 0.3) + 0.99^2] = 1.06$$

Il coefficiente di riduzione della resistenza plastica è:

$$k_{crit,c} = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}} = \frac{1}{1.06 + \sqrt{1.06^2 - 0.99^2}} = 0.695$$

Lo sforzo normale resistente, infine, si quantifica in:

$$N_{b,0,d} = A \cdot k_{crit,c} \cdot f_{c,0,d} = 200 \cdot 200 \cdot 0.695 \cdot 6.23 = 173 \text{ kN} > F_{d,1} = 156.0 \text{ kN}$$

VERIFICATO

4.6.6 Approfondimenti teorici

4.6.6.1 Determinazione della lunghezza libera d'inflessione

Una esemplificazione dello schema di calcolo da impiegare per la determinazione della lunghezza libera di inflessione dei ritti nel piano longitudinale delle volte è riportata in Figura 4.64.

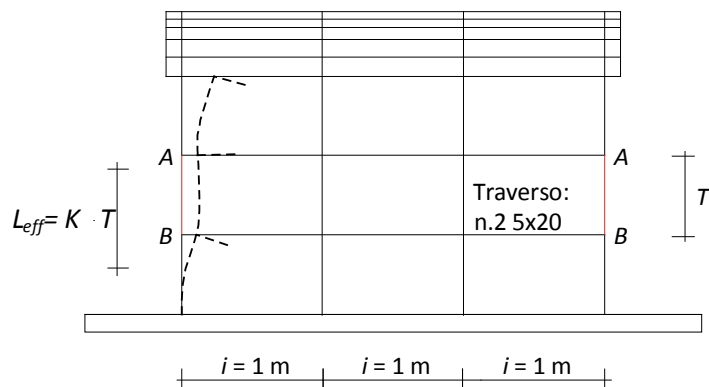


Figura 4.64 Sezione longitudinale della struttura di sostegno della volta.

Come si evince dalla Figura 4.64, l'elemento vincolato più debolmente è il tratto di ritto di estremità compreso tra due traversi intermedi. Denominati gli estremi di tale ritto con le lettere A e B, se ne determinano i parametri di rigidezza (G_A e G_B) attraverso le seguenti espressioni:

$$G_A = \frac{\sum \left(\gamma \frac{E \cdot J}{T} \right)_{C.A.}}{\sum \left(\gamma \frac{E \cdot J}{i} \right)_{T.A.}} = \frac{\sum \left(\gamma \frac{J}{T} \right)_{C.A.}}{\sum \left(\gamma \frac{J}{i} \right)_{T.A.}}$$

$$G_B = \frac{\sum \left(\gamma \frac{E \cdot J}{T} \right)_{C.B.}}{\sum \left(\gamma \frac{E \cdot J}{i} \right)_{T.B.}} = \frac{\sum \left(\gamma \frac{J}{T} \right)_{C.B.}}{\sum \left(\gamma \frac{J}{i} \right)_{T.B.}}$$

dove i differenti pedici indicano:

- A riferimento ai parametri caratteristici del nodo A;
- B riferimento ai parametri caratteristici del nodo B;
- C.A. riferimento alle colonne che convergono nel nodo A;
- C.B. riferimento alle colonne che convergono nel nodo B;
- T.A. riferimento alle travi che convergono nel nodo A;
- T.B. riferimento alle travi che convergono nel nodo B;

e dove:

- E modulo di Young;

- J momento d'inerzia;
- T interasse tra i traversi (Figura 4.64);
- i interasse longitudinale tra i ritti (Figura 4.64);
- γ coefficiente pari a 1.0 nel caso di incastro di estremità, 0.75 nel caso di cerniera e 0.50 nel caso di estremo libero.

Si noti che, in caso di travi a rigidità nulla, si va verso il vincolo cerniera, in caso di travi infinitamente rigide, si va verso il vincolo incastro. Nel primo caso la lunghezza libera di inflessione nel telaio a nodi spostabili è infinita, nel secondo caso è pari all'interasse tra i traversi.

Esplicitando i coefficienti al nodo "A", si ha:

$$G_A = \frac{\sum \left(\gamma \frac{J}{T} \right)_{C.A.}}{\sum \left(\gamma \frac{J}{i} \right)_{T.A.}} = 2 \cdot \frac{J_c}{T} \cdot \frac{i}{J_T}$$

Per il nodo inferiore "B", si assume cautelativamente che esso sia caratterizzato dallo stesso parametro di rigidità del nodo "A" ($G_B = G_A$). Infatti, al ritto vincolato a terra, stante la condizione di incastro parziale, compete una lunghezza libera di inflessione certamente inferiore rispetto agli analoghi tratti intermedi.

Il momento di inerzia dei traversi (J_T), costituiti da coppie di tavoloni 5x20 (quindi con base $b = 5$ cm e altezza $H = 20$ cm) posti a coltello, vale:

$$J_T = 2 \cdot \frac{bH^3}{12} = 2 \cdot \frac{5 \cdot 20^3}{12} = 6666.7 \text{ cm}^3$$

L'interasse longitudinale tra i ritti (i) è pari a 100 cm.

In Tabella 4.29 sono riportati i valori dei coefficienti G_A e G_B . Si noti che la condizione più sfavorevole per il calcolo della lunghezza libera di inflessione è data dal caso di minore rapporto tra rigidità dei traversi e ritti, cioè per montanti 20x20 bloccati da traversi ad interasse di un metro. In tale caso i coefficienti G_A e G_B assumono valore pari a 4.0, cui corrisponde una lunghezza libera di inflessione pari a circa il doppio dell'interasse tra i traversi.

Tabella 4.29 Coefficienti G_A e G_B ($G_A = G_B$) per ritti di estremità in posizione intermedia.

| SEZIONE (cm x cm) | INTERASSE TRAVERSI 5X20 (T) IN m | | | | | | | | | | | | | | |
|----------------------|----------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | 1.0 | 1.5 | 2.0 | 2.5 | 3.0 | 3.5 | 4.0 | 4.5 | 5.0 | 5.5 | 6.0 | 6.5 | 7.0 | 7.5 | 8.0 |
| 10x10 | 0.25 | 0.17 | 0.13 | 0.10 | 0.08 | 0.07 | 0.06 | 0.06 | 0.05 | 0.05 | 0.04 | 0.04 | 0.04 | 0.03 | 0.03 |
| 13x13 | 0.71 | 0.48 | 0.36 | 0.29 | 0.24 | 0.20 | 0.18 | 0.16 | 0.14 | 0.13 | 0.12 | 0.11 | 0.10 | 0.10 | 0.09 |
| 15x15 | 1.27 | 0.84 | 0.63 | 0.51 | 0.42 | 0.36 | 0.32 | 0.28 | 0.25 | 0.23 | 0.21 | 0.19 | 0.18 | 0.17 | 0.16 |
| 18x18 | 2.62 | 1.75 | 1.31 | 1.05 | 0.87 | 0.75 | 0.66 | 0.58 | 0.52 | 0.48 | 0.44 | 0.40 | 0.37 | 0.35 | 0.33 |
| 20x20 | 4.00 | 2.67 | 2.00 | 1.60 | 1.33 | 1.14 | 1.00 | 0.89 | 0.80 | 0.73 | 0.67 | 0.62 | 0.57 | 0.53 | 0.50 |

Dalla consultazione della "alignment chart" (Figura 4.65) per i telai a nodi spostabili, oppure applicando una delle due relazioni ad essa equivalenti, si ricava la lunghezza libera di inflessione del ritto di estremità posto in posizione intermedia per differenti condizioni di vincolo agli estremi:

$$\frac{G_A \cdot G_B \cdot \left(\frac{\pi}{K}\right)^2 - 36}{6 \cdot (G_A + G_B)} = \frac{\frac{\pi}{K}}{\text{tg}\left(\frac{\pi}{K}\right)}$$

da cui si ricava approssimativamente il valore del coefficiente di amplificazione (K) per la determinazione della lunghezza libera d'inflessione dei ritti di estremità in posizione intermedia:

$$K = \sqrt{\frac{1.6 \cdot G_A \cdot G_B + 4.0 \cdot (G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}}$$

Nel caso di uguaglianza tra le condizioni di vincolo ($G_A = G_B = G$), le precedenti relazioni diventano:

$$\frac{G^2 \cdot \left(\frac{\pi}{K}\right)^2 - 36}{12 \cdot G} = \frac{\frac{\pi}{K}}{\text{tg}\left(\frac{\pi}{K}\right)}$$

e:

$$K = \sqrt{\frac{1.6 \cdot G^2 + 8.0 \cdot G + 7.5}{2G + 7.5}}$$

In Tabella 4.30 è riportato il valore del parametro K per differenti condizioni di vincolo agli estremi del telaio.

Ai valori del coefficiente K riportati in Tabella 4.30 corrispondono le lunghezze libere di inflessione indicate in Tabella 4.31.

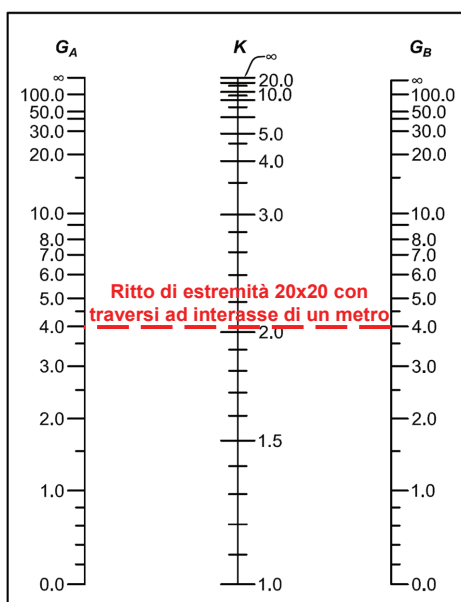


Figura 4.65 Nomogramma ("alignment chart") per telai a nodi spostabili (Ballio e Mazzolani, 1987 e Dumonteil, 1992).

Tabella 4.30 Calcolo del coefficiente di amplificazione K per la determinazione della lunghezza libera di inflessione dei ritti di estremità in posizione intermedia.

| Coefficiente di amplificazione K | interasse traversi 5X20 (T) in m | | | | | | | | | | | | | |
|------------------------------------|----------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | 1.0 | 1.5 | 2.0 | 2.5 | 3.0 | 3.5 | 4.0 | 4.5 | 5.0 | 5.5 | 6.0 | 6.5 | 7.0 | |
| sezione (cm x cm) | 10x10 | 1.10 | 1.06 | 1.05 | 1.04 | 1.03 | 1.03 | 1.02 | 1.02 | 1.02 | 1.02 | 1.02 | 1.02 | 1.01 |
| | 13x13 | 1.25 | 1.18 | 1.13 | 1.11 | 1.09 | 1.08 | 1.07 | 1.06 | 1.06 | 1.05 | 1.05 | 1.04 | 1.04 |
| | 15x15 | 1.42 | 1.29 | 1.23 | 1.19 | 1.16 | 1.14 | 1.12 | 1.11 | 1.10 | 1.09 | 1.08 | 1.08 | 1.07 |
| | 18x18 | 1.76 | 1.55 | 1.43 | 1.36 | 1.30 | 1.26 | 1.23 | 1.21 | 1.19 | 1.18 | 1.16 | 1.15 | 1.14 |
| | 20x20 | 2.05 | 1.77 | 1.61 | 1.51 | 1.44 | 1.38 | 1.34 | 1.31 | 1.28 | 1.26 | 1.24 | 1.22 | 1.21 |

Tabella 4.31 Lunghezza libera di inflessione (L_{eff}) in metri dei ritti di estremità in posizione intermedia

| Lunghezza libera di inflessione L_{eff} | interasse traversi 5X20 (T) in m | | | | | | | | | | | | | |
|---|----------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | 1.0 | 1.5 | 2.0 | 2.5 | 3.0 | 3.5 | 4.0 | 4.5 | 5.0 | 5.5 | 6.0 | 6.5 | 7.0 | |
| sezione (cm x cm) | 10x10 | 1.10 | 1.60 | 2.10 | 2.60 | 3.10 | 3.60 | 4.10 | 4.60 | 5.10 | 5.60 | 6.10 | 6.60 | 7.10 |
| | 13x13 | 1.25 | 1.76 | 2.27 | 2.77 | 3.27 | 3.77 | 4.28 | 4.78 | 5.28 | 5.78 | 6.28 | 6.78 | 7.28 |
| | 15x15 | 1.42 | 1.94 | 2.45 | 2.96 | 3.47 | 3.97 | 4.48 | 4.98 | 5.48 | 5.98 | 6.49 | 6.99 | 7.49 |
| | 18x18 | 1.76 | 2.32 | 2.86 | 3.39 | 3.91 | 4.43 | 4.94 | 5.45 | 5.96 | 6.47 | 6.97 | 7.48 | 7.98 |
| | 20x20 | 2.05 | 2.66 | 3.22 | 3.77 | 4.31 | 4.84 | 5.37 | 5.89 | 6.40 | 6.92 | 7.43 | 7.94 | 8.45 |

4.6.6.2 Equivalenza tra schemi a centina aperta e schemi a centina chiusa

I sistemi a varco aperto sono dimensionati allo stesso modo di quelli a varco chiuso. La scelta risulta cautelativa in quanto sia l'incremento di lunghezza libera di inflessione che la meno efficiente trasmissione dello sforzo normale dovuti all'inclinazione delle saette sono compensati dalla riduzione di sforzo normale di progetto agente dovuta alla presenza di un maggior numero di aste (2 inclinate al posto di una verticale).

Di seguito si riporta la dimostrazione di quanto affermato.

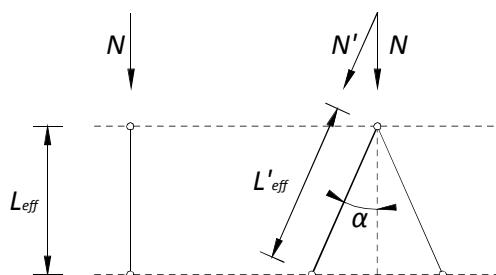


Figura 4.66 Schema di calcolo delle saette per schemi a "passaggio aperto".

Con riferimento alla Figura 4.66, si calcola l'andamento del carico di rottura dell'asta compressa al variare della sola inclinazione.

Si rappresentano senza apice le grandezze caratterizzanti l'asta in posizione verticale e con l'apice quelle relative all'asta inclinata. Al variare dell'inclinazione

(α), la lunghezza libera di inflessione dell'asta passa da L_{eff} a L'_{eff} secondo la relazione:

$$L'_{eff} = \frac{L_{eff}}{\cos \alpha}$$

La tensione critica euleriana ($\sigma_{c,crit}$) si riduce pertanto a:

$$\sigma'_{c,crit} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot J}{A \cdot L'^2_{eff}} = \sigma_{c,crit} \cdot \cos^2 \alpha$$

dove $E_{0,05}$, J e A sono rispettivamente modulo elastico caratteristico (frattile 5%), il momento d'inerzia e l'area dell'asta.

La snellezza relativa ($\lambda'_{rel,c}$) risulta:

$$\lambda'_{rel,c} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma'_{c,crit}}} = \frac{1}{\cos \alpha} \lambda_{rel,c}$$

e, di conseguenza:

$$k' = \frac{1}{2} [1 + \beta_c \cdot (\lambda'_{rel,c} - 0.3) + \lambda'_{rel,c}] = \frac{1}{2} \left[1 + \beta_c \cdot \left(\frac{1}{\cos \alpha} \lambda_{rel,c} - 0.3 \right) + \frac{1}{\cos \alpha} \lambda_{rel,c} \right]$$

$$k'_{crit,c} = \frac{1}{k' + \sqrt{k'^2 - \lambda'^2_{rel,c}}}$$

Il significato di ciascun simbolo è riportato in Tabella 4.20.

Il rapporto "R" tra i coefficienti di riduzione della resistenza plastica vale:

$$R = \frac{k'_{crit,c}}{k_{crit,c}} = \frac{k' + \sqrt{k'^2 - \lambda'^2_{rel,c}}}{k + \sqrt{k^2 - \lambda^2_{rel,c}}}$$

Nell'ipotesi di progettare in maniera ottimale i ritti inseriti negli schemi a passaggio chiuso, si ha:

$$N_{R,d} = A \cdot k_{crit,c} \cdot f_{c,0,d}$$

quindi lo sforzo normale resistente di progetto ($N'_{R,d}$) in testa ai ritti inclinati negli schemi a passaggio aperto risulta:

$$N'_{R,d} = A \cdot k'_{crit,c} \cdot f_{c,0,d} = A \cdot R \cdot k_{crit,c} \cdot f_{c,0,d} = R \cdot N_{R,d}$$

Lo sforzo normale agente sulle aste inclinate (N'_d) varia al crescere dell'angolo di inclinazione α , secondo la relazione:

$$N'_d = N_d / (2 \cdot \cos \alpha)$$

Nell'ipotesi di progettazione ottimale dei ritti, si può porre:

$$N_d = N_{R,d} \quad \text{e quindi, sostituendo, si ha:}$$

$$N'_{R,d} = R \cdot N_{R,d} = 2 \cdot R \cdot N'_d \cdot \cos \alpha$$

La condizione di collasso delle aste inclinate si raggiunge quando $N'_{R,d} < N'_d$ ossia:

$$\frac{N'_{R,d}}{N'_d} = 2R \cdot \cos \alpha$$

Nel grafico in Figura 4.67 è riportato l'andamento del rapporto $N'_{R,d} / N'_d = 2R \cdot \cos \alpha$ al variare sia dell'angolo α che della snellezza relativa $\lambda_{rel,c}$.

Il valore massimo del rapporto $N'_{R,d} / N'_d$ è pari a 2 nel caso limite di inclinazione nulla della doppia saetta.

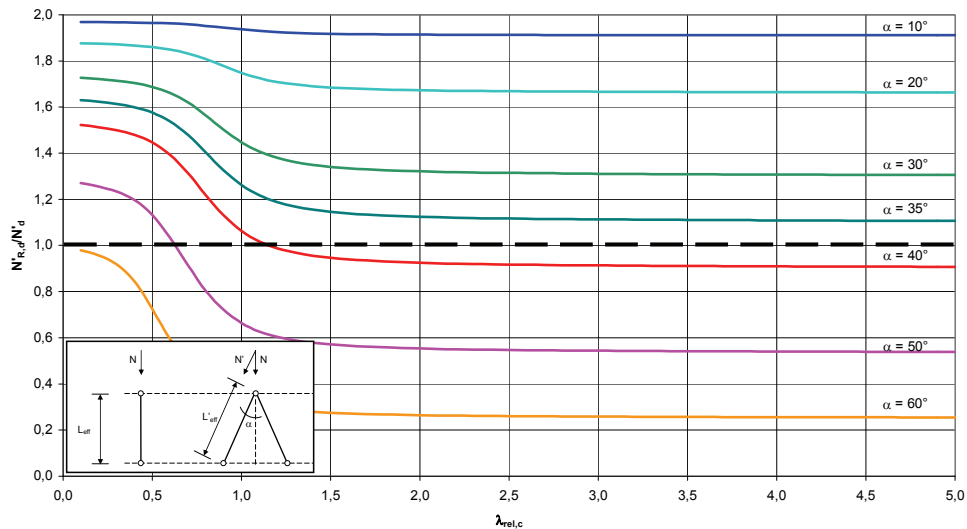


Figura 4.67 Andamento grafico del rapporto $N'_{R,d}/N'_d$ tra lo sforzo normale resistente e quello agente di progetto per le saette al variare del parametro di snellezza.

Come si vede dalla Figura 4.67, fino ad inclinazioni di 35° il dimensionamento delle saette risulta cautelativo, al di sopra dei 60° risulta sempre non verificato e tra 35° e 60° la verifica dipende dalla snellezza dell'asta verticale: più essa aumenta e minore è l'inclinazione consentita.

Assunto 35° quale angolo di inclinazione "sicuro" per le saette inserite in schemi a passaggio aperto, si indica la condizione geometrica di ammissibilità delle saette (essendo H l'altezza di imposta della centina e L la luce):

$$H > \frac{L}{2 \cdot \text{tg } \alpha}$$

Il grafico in Figura 4.67 mostra il campo di geometrie tali da ammettere uno schema a passaggio aperto.

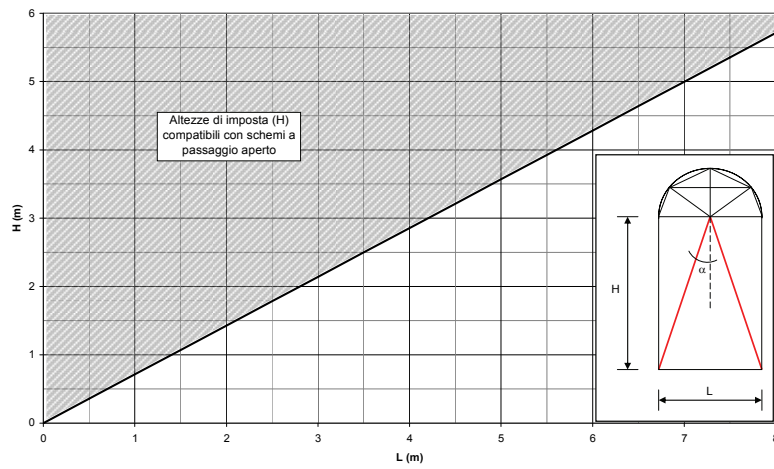


Figura 4.68 Individuazione delle altezze di imposta (H) compatibili con schemi di centina a "passaggio aperto".

4.7 Tirantatura con funi in acciaio

4.7.1 Descrizione e finalità dell'opera

La tirantatura con funi in acciaio è un presidio atto ad evitare per trattenuta il ribaltamento o lo spanciamento di pareti murarie fuori piano.

Scopo dell'opera è impedire o contrastare:

- il ribaltamento della facciata a seguito della compromissione dell'ammorsamento sui muri perimetrali o di spina (Figura 4.69.a);
- il ribaltamento della facciata a seguito della fessurazione sui muri perimetrali o di spina (Figura 4.69.b);
- lo spanciamento della parete verso l'esterno (Figura 4.69.c).

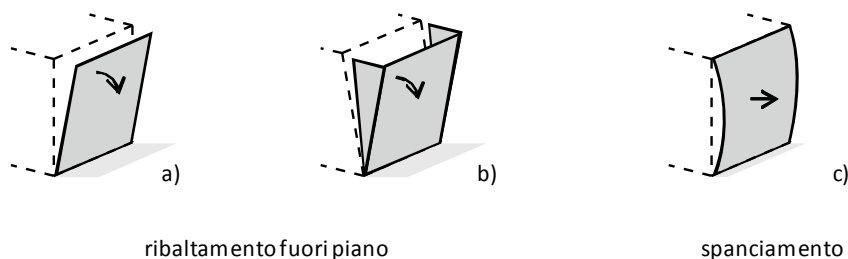


Figura 4.69 Cinematismi da contrastare. a) Ribaltamento della facciata a seguito della compromissione dell'ammorsamento sui muri perimetrali o di spina. b) Ribaltamento della facciata a seguito della fessurazione sui muri perimetrali o di spina. c) Spanciamento della parete verso l'esterno.

L'obiettivo è conseguito mediante un presidio avente la capacità di contenere i movimenti relativi di porzioni di manufatti in muratura; tale scopo si ottiene collegando la parete da presidiare ad altre parti della struttura (Figura 4.70 e Figura 4.71).

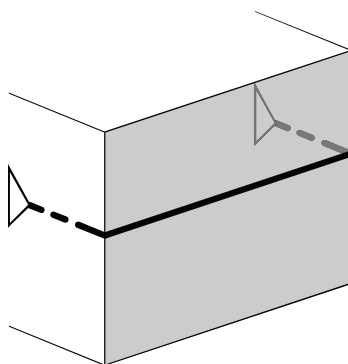


Figura 4.70 Rappresentazione del presidio che deve contrastare i cinematismi; individuazione dello schema base.

È necessario che l'opera abbia la capacità di trasferire le azioni sismiche orizzontali della parete da presidiare alla rimanente parte della struttura, ridistribuendole secondo componenti di trazione lungo i tiranti.

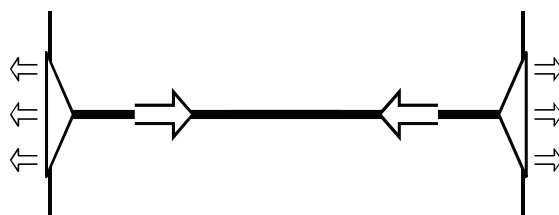


Figura 4.71 Rappresentazione schematica del presidio. È evidenziata la capacità di trasferire le azioni sismiche orizzontali della parete da presidiare alla rimanente parte della struttura, ridistribuendole secondo componenti di trazione.

4.7.2 Scelte progettuali

4.7.2.1 Soluzioni progettuali

Per le opere di tirantatura sono state individuate delle soluzioni basate sulle scelte progettuali riportate nel diagramma di flusso in Figura 4.72.

Le configurazioni si distinguono innanzitutto per la presenza o meno di elementi rigidi disposti orizzontalmente (traversi). La scelta di utilizzare una configurazione con traversi è legata alla possibilità di poter disporre gli stessi con un passo verticale maggiore rispetto a quanto avviene con i soli cavi. Questa soluzione consente di installare un numero minore di ritegni, ma può presentare maggiori difficoltà operative legate alla posa in opera dei traversi.

Si distinguono inoltre le opere di ritegno poste su edifici di “buona” fattura (murature di “buona” qualità) o edifici con murature di mediocre qualità. Nel primo caso è possibile ancorare i cavi direttamente ai muri portanti ortogonali alla parete da presidiare; nel secondo caso, invece, è necessario coinvolgere l’intera struttura (chiusura su facciata opposta), o una sua parte consistente (chiusura su muro di spina).

Infine, nel caso di opera di ritegno con cavi e traversi si deve verificare quali elementi strutturali fanno da contrasto all’azione del tirante; è necessario considerare due configurazioni differenti, a seconda che il tiro sia contrastato da elementi strutturali orizzontali (solai) o elementi verticali (pareti).

Con le specifiche sopra riportate si individuano le configurazioni rappresentate nell’ultima riga della Figura 4.72.

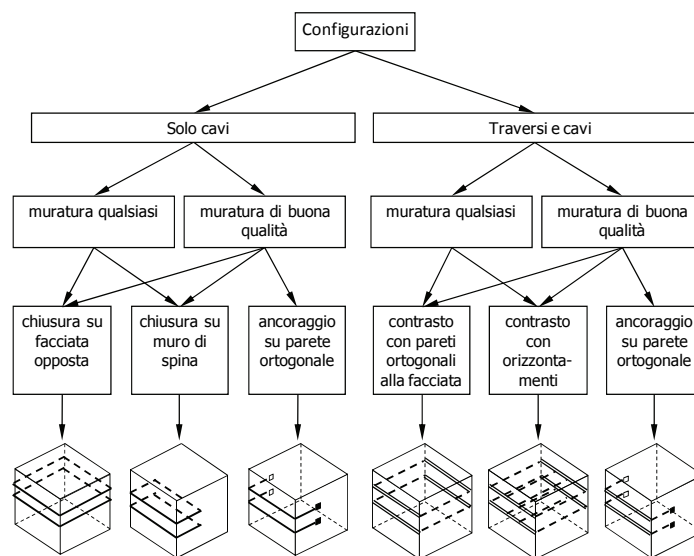


Figura 4.72 Diagramma di flusso per la definizione delle configurazioni base degli schemi dei tiranti.

Le specifiche per ogni configurazione sono riportate in Figura 4.73.

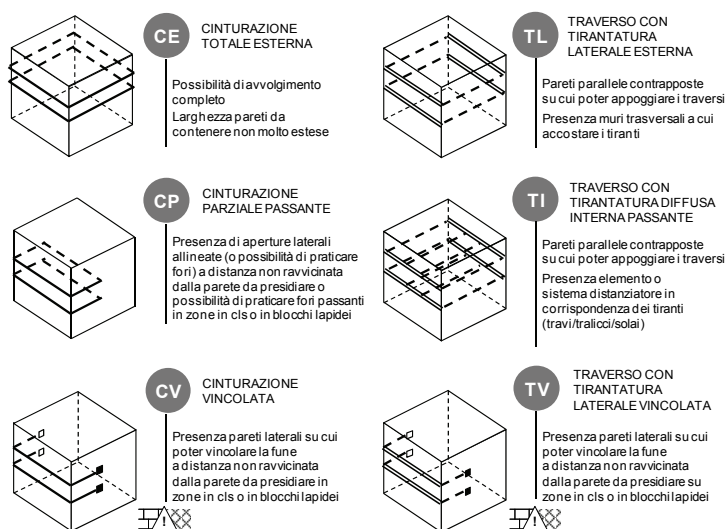


Figura 4.73 Configurazioni individuate per le opere di tirantatura.

4.7.2.2 Materiali

Per l'opera provvisoria si utilizzano cavi a trefolo con i rispettivi elementi per l'assemblaggio (ad esempio redancia, tenditore, grillo), profili in acciaio e morali in legno.

Per le caratteristiche di tali materiali si veda il § 3.2.3.

In base alle ipotesi riportate nel § 3.1.1, si è stabilito di impiegare elementi in legno dalla sezione di forma quadrata.

Per semplificare la fase di costruzione dell'opera e il computo del materiale, il dimensionamento è riferito al ritegno maggiormente sollecitato (cioè quello a quota maggiore) e i valori così ottenuti sono utilizzati anche per gli altri elementi, sebbene questi ultimi siano soggetti ad azioni inferiori.

Si prevede, inoltre, che gli elementi lignei siano esposti alle intemperie e, pertanto, per il dimensionamento si assumerà una classe di servizio 3.

Il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale γ_M è stato posto pari ad 1.5 per gli elementi principali (come ad es. i diagonali compressi) e pari ad 1 per gli elementi secondari (si veda il § 3.2.3.1).

4.7.2.3 Schema di calcolo

Per il calcolo dei traversi, qualora previsti, si utilizza uno schema statico di trave continua su 2 o più appoggi, in base alla configurazione adottata. Gli appoggi corrispondono ai tiranti. La trave è soggetta ad un carico uniforme e distribuito che rappresenta la spinta della parete durante un sisma (Figura 4.74).

Per i ritti verticali, utilizzati per trasferire gli sforzi dalla muratura ai cavi o ai traversi, si usa uno schema di trave continua su più appoggi ai quali corrispondono le intersezioni con i traversi.

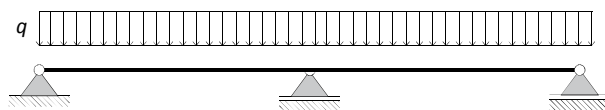


Figura 4.74 Schema statico per il dimensionamento dei traversi e dei ritti.

4.7.3 Carichi e azioni

4.7.3.1 Condizioni di carico

Nel calcolo dell'opera provvisoria si considerano le tipologie di carico riportate in Tabella 4.32. Nella stessa tabella sono riportate anche le classi di durata dei carichi (da utilizzare nelle verifiche degli elementi in legno). Trattandosi di un'opera provvisoria si assume una vita nominale non superiore a 10 anni (§ 2.4.1, NTC 2008).

Tabella 4.32 Condizioni di carico utilizzate e durata dei carichi.

| Descrizione | Classe di durata (durata) |
|------------------------------|------------------------------|
| Pesi strutturali (G_1) | Lunga (6 mesi – 10 anni) |
| Permanenti portati (G_2) | Lunga (6 mesi – 10 anni) |
| Variabili (Q) | Media (1 settimana – 6 mesi) |
| Azione sismica (E) | Istantaneo |

Per la classe di servizio 3 e la classe di durata istantanea (azione sismica), per il legno massiccio, si ricava $K_{mod} = 0.9$ (§ 4.4.6, NTC 2008).

4.7.3.2 Carichi

L'opera provvisoria è soggetta all'azione derivante dal peso dei solai e quello della parete in muratura.

Le definizioni dei carichi e delle azioni sono le stesse utilizzate per i puntelli di ritegno (§ 4.2.3).

4.7.3.3 Scenari di carico

Al fine di semplificare quanto più possibile le scelte progettuali e di standardizzare le soluzioni, si è deciso di definire degli scenari di carico di riferimento simili per ciascuna configurazione individuata.

In particolare, sono state considerate pareti di spessore fino a 60 cm e da 60 a 100 cm; tali valori si ritengono rappresentativi sia di costruzioni ordinarie che di opere monumentali. Per poter ridurre quanto più possibile le sezioni da utilizzare nelle opere, si è scelto di prendere in considerazione più intervalli per lo spessore della muratura, ovvero fino a 40, 60, 80, 100 cm.

Il dimensionamento è stato effettuato con riferimento ad un edificio di 3 piani avente peso di piano ed interpiano costanti.

L'azione orizzontale è stata calcolata ipotizzando che a ciascuna tirantatura (insieme di traverso e cavi di ritenuta) competa una porzione di muratura di altezza pari al passo verticale tra le tirantature (z) e di larghezza pari alla larghezza della parete da presidiare (L). Inoltre, per ciascun piano si è considerata una porzione di solaio di lunghezza pari a $L_{\text{solaio}} = 2.5$ m il cui peso è stato considerato come distribuito sull'altezza d'interpiano (Figura 4.75).

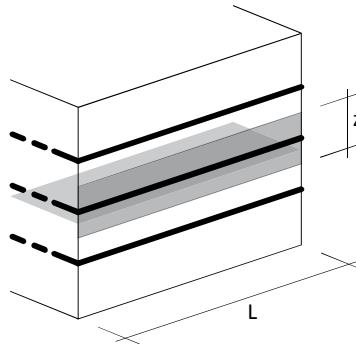


Figura 4.75 Rappresentazione delle aree di influenza relative al ritegno centrale. Al ritegno è associata una quota parte della parete e parte del solaio gravante su di essa (evidenziate in grigio).

In tali ipotesi si ha che il peso del piano j -mo (W_j) in combinazione sismica vale:

$$W_j = W = 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot z \cdot s_m \cdot L + (2.6 + 3.0 + 0.3 \cdot 2.0) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2.5 \text{ m} \cdot L = (20 \cdot z \cdot s_m + 15.5) \cdot L \text{ kN}$$

dove s_m è lo spessore della parete muraria (in m), L la lunghezza della facciata (in m), z il passo verticale (in m) tra ciascuna opera di tirantatura.

L'azione sismica ad ogni piano è calcolata in accordo al § 4.2.3.5 e tenendo conto delle accelerazioni definite per ogni classe prestazionale (Tabella 3.1).

4.7.4 Dimensionamento

4.7.4.1 Dimensionamento degli elementi critici

Il dimensionamento delle opere provvisionali è stato effettuato calcolando gli elementi principali dell'opera (cavi, traversi, ecc.) e definendo, come conseguenza dei primi, la dimensione degli elementi per l'assemblaggio.

La fase di dimensionamento ha portato a raggruppare le soluzioni progettuali (§ 4.7.2.1, Figura 4.73) in modo da definire i seguenti gruppi di dimensionamento:

- cinturazioni con fune d'acciaio: configurazioni CE, CP e CV;
- traverso con tirantatura laterale: configurazioni TL, TV;
- tirantatura diffusa interna passante: configurazione TI.

Di seguito si presentano i criteri di dimensionamento per ciascun gruppo.

Cinturazioni con fune d'acciaio: configurazioni CE, CP e CV

Le configurazioni CE, CP e CV sono schematizzate in Figura 4.76.

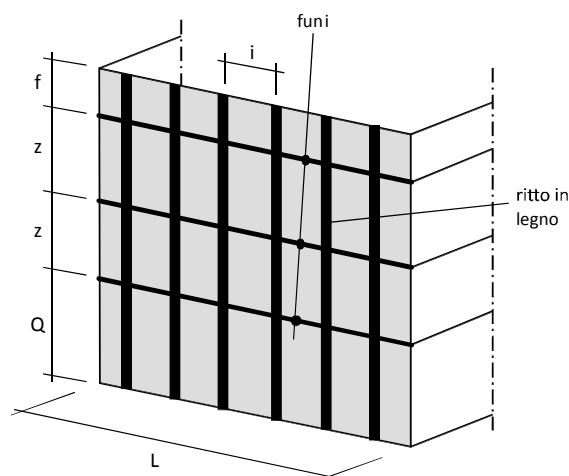


Figura 4.76 Schema configurazioni CE, CP e CV. Il presidio della parete è effettuato esclusivamente mediante cavi posti alle estremità della parete da presidiare. La diffusione degli sforzi è garantita da ritti verticali in legno

I cavi sono dimensionati per contrastare l'azione derivante dal cinematismo fuori piano della parete da presidiare, durante un evento sismico. Tale azione viene trasferita ai cavi mediante dei ritti in legno.

Le soluzioni sono state pre-progettate considerando due valori per il passo verticale tra i cavi ($z = 1$ e 2 m), tre differenti altezze d'interpiano ($h_{int} = 3, 4,$ e 5 m), tre differenti larghezze della parete da presidiare ($L = 5, 7$ e 10 m) e tre differenti interassi tra i ritti verticali ($i = 1, 1.5$ e 2 m).

Per le configurazioni a cinturazione parziale (CP e CV) è stata, inoltre, definita la distanza minima di risvolto del cavo, misurata a partire dal cuneo di rispetto. A causa della ridotta resistenza degli ancoraggi, è bene evitare la realizzazione di cinturazioni parziali su edifici in muratura in pietrame disordinato (ciottoli, pietre ecc.) o muratura a conci sbozzati con malta di cattiva qualità. Se il cavo viene fatto passare attraverso un foro creato appositamente nella parete (foro passante) o se il cavo viene ancorato mediante piastra e tasselli, è necessario che la porzione di parete su cui ci si ancora sia in calcestruzzo o in blocchi lapidei ben squadri con buon ingranamento.

Traverso con tirantatura laterale: configurazioni TL, TV

Le configurazioni TL e TV sono schematizzate in Figura 4.77.

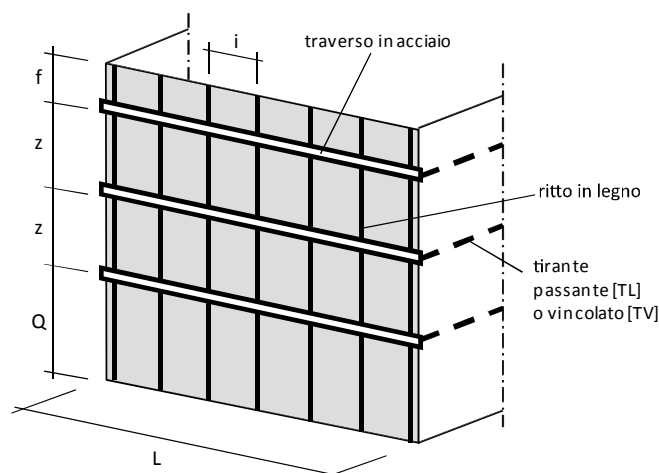


Figura 4.77 Schema configurazioni TL e TV. Il presidio della parete è affidato a traversi costituiti da profili in acciaio o travi in legno, vincolati a loro volta da cavi posti alle estremità della parete stessa. La diffusione degli sforzi è garantita da ritti verticali in legno.

I traversi sono costituiti da profili di tipo HEA in acciaio S275 (Tabella 3.9) che sono stati dimensionati per taglio e flessione tenendo in considerazione che risultano di classe 1 per flessione semplice (§ 4.2.4.1.2, NTC 2008).

I cavi sono dimensionati per trattenere i traversi e, dunque, contrastare l'azione derivante dal cinematismo fuori piano della parete da presidiare durante un evento sismico.

Le soluzioni sono state pre-progettate considerando tre valori per il passo verticale tra i cavi ($z = 1.5, 3$ e 4 m), due differenti larghezze della parete da presidiare ($L = 5$ e 7 m) e tre differenti interassi tra i ritti verticali ($i = 1, 1.5$ e 2 m).

Per le configurazioni a tirantatura laterale vincolata (TV) è stata inoltre definita la distanza minima di risvolto del cavo, misurata a partire dal cuneo di rispetto. Dato che il cavo viene ancorato mediante piastra e tasselli, è necessario che la porzione di parete su cui ci si ancora sia in calcestruzzo o in blocchi lapidei ben squadri con buon ingranamento.

Tirantatura diffusa interna passante: configurazione TI

La configurazione TI è schematizzata in Figura 4.78.

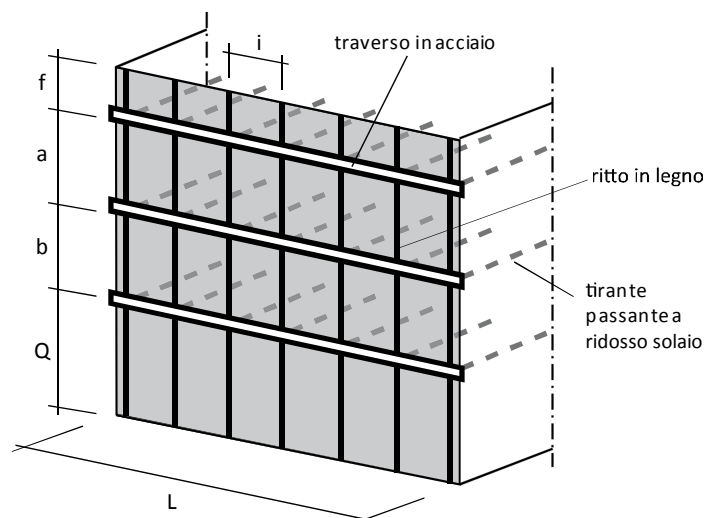


Figura 4.78 Schema configurazione TI. Il presidio della parete è affidato ad un sistema diffuso di cavi. La distribuzione degli sforzi è garantita dalla presenza di un sistema di traversi (in acciaio o legno) e ritti in legno.

I traversi sono costituiti da due profili accoppiati di tipo UPN in acciaio S275 dimensionati a taglio e flessione tenendo in considerazione che risultano di classe 1 per flessione semplice (§ 4.2.4.1.2, NTC 2008).

È proposta anche la soluzione con traversi in legno massiccio.

I tiranti sono dimensionati per trattenere i traversi e dunque per contrastare l'azione derivante dal cinematismo fuori piano della parete da presidiare durante un evento sismico. Essi vanno posizionati all'intradosso o all'estradosso dei solai in modo che l'orizzontamento funga da contrasto al tiro dei cavi. Per tale motivo il passo verticale tra i traversi è posto pari all'altezza interpiano.

L'azione dovuta alla parete da presidiare è trasferita ai cavi dai ritti in legno.

Le soluzioni sono pre-progettate considerando tre valori per l'altezza d'interpiano ($h_{int} = 3, 4$ e 5 m) e tre differenti interassi tra i ritti verticali ($i = 1, 1.5$ e 2 m).

4.7.4.2 Dimensionamento degli elementi per l'assemblaggio e degli ancoraggi

Gli elementi per l'assemblaggio dell'opera provvisoria sono stati dimensionati in base al tiro di esercizio di ciascun cavo. La corrispondenza tra cavi ed elementi di assemblaggio è riportata nella Tabella 4.33 e nella Tabella 4.34.

Tabella 4.33 Coordinamento cavi ed elementi di assemblaggio.

| Cavo di acciaio tipo S10 Zn | | Redancia zincata RL | Morsetto tipo CAV | Tenditore tipo O-O | Tenditore tipo II B | Grillo omega per tenditore tipo O-O | | Grillo omega per tenditore tipo II-B | |
|-----------------------------|----------------------------------|---------------------|-------------------|--------------------|---------------------|-------------------------------------|----------------|--------------------------------------|----------------|
| | | | | | | | | | |
| Diametro (mm) | Portata (t) (**) (C.S. = 2.5) | Dimensioni | Marchiatura | Filettatura ISO | Filettatura ISO | A (mm) | WLL(*) | A (mm) | WLL(*) |
| φ 12 | 3.52 | 12 A18 | marchiati 13 | M22 | A27 | 22 | 2.00T o 2T | 26 | 3.25T o 3 1/4T |
| φ 14 | 4.78 | 16 A23.5 | marchiati 14 | M24 | A30 | 26 | 3.25T o 3 1/4T | 31 | 4.75T o 4 3/4T |
| φ 16 | 6.24 | 16 A23.5 | marchiati 16 | M27 | A33 | 26 | 3.25T o 3 1/4T | 31 | 4.75T o 4 3/4T |
| φ 18 | 7.92 | 20 A29.5 | marchiati 18 | M33 | A36 | 31 | 4.75T o 4 3/4T | 36 | 6.50T o 6 1/2T |
| φ 20 | 9.76 | 20 A29.5 | marchiati 19 | M36 | A39 | 36 | 6.50T o 6 1/2T | 36 | 6.50T o 6 1/2T |
| φ 22 | 11.78 | 22 A32 | marchiati 22 | M39 | A45 | 36 | 6.50T o 6 1/2T | 43 | 8.50T o 8 1/2T |
| φ 24 | 14.02 | 24 A35 | marchiati 26 | - | A52 | - | - | 43 | 8.50T o 8 1/2T |

(*) WLL è il codice stampigliato sugli elementi. Qualora non si disponga di elementi con WLL stampigliato uguale a quello riportato in tabella, è possibile usare elementi con WLL maggiore.

(**) i dati riportati fanno riferimento al catalogo TECI® 2009. È tuttavia sempre possibile impiegare funi ed accessori di altre case purché di prestazioni non inferiori a quelle indicate in tabella.

Tabella 4.34 Coordinamento degli elementi d’assemblaggio per la realizzazione degli ancoraggi.

| cavo di acciaio tipo S10 ZN | particolari 6b e 9 | | | | particolare 6b | | | |
|-----------------------------|--------------------|-----------------|-----------------|---------------------|----------------|------------------------|------------------------|------------------|
| | grillo | golfare femmina | barra | pietra rettangolare | tasselli | angolare a lati uguali | | |
| | | | | | | | | |
| diametro (mm) | A (mm) | WLL (*) | Filettatura ISO | WLL (*) | diametro | dimensioni (cm x cm) | numero e diametro (mm) | Lunghezza L (cm) |
| φ 12 - 14 | A26 | 3.25T o 3 1/4T | M30 | 3.6T | φ 30 | 50 x 35 | 5 φ 12 mm | 15 |
| φ 16 - 18 | A31 | 4.75T o 4 3/4T | M36 | 5.1T | φ 36 | | | 15 |
| φ 20 | A36 | 6.50T o 6 1/2T | M42 | 7.0T | φ 42 | | | 20 |

(*) WLL è il codice stampigliato sugli elementi. Qualora non si disponga di elementi con WLL stampigliato uguale a quello riportato in tabella, è possibile usare elementi con WLL maggiore.

Gli ancoraggi dei cavi, quando effettuati con piastre, sono realizzati mediante un elemento piano in acciaio spesso 10 mm, fissato alla parete perpendicolare a quella da presidiare tramite tasselli di tipo meccanico. Il dimensionamento della piastra è effettuato tenendo in considerazione sia gli interassi minimi tra i tasselli che le condizioni operative. In particolare, nel caso di piastra da ancorare ad un cordolo in c.a., è prevista un’altezza minima dell’elemento pari a 20 cm, tipico spessore di un solaio in latero-cemento 16+4 cm.

Inoltre, nel caso di posizionamento su muratura è necessario che i tasselli vengano fissati all’interno di un mattone o di un elemento lapideo, evitando quindi il posizionamento in corrispondenza dei giunti. La piastra è verificata a rifollamento nei confronti del cavo e dei tasselli. Il numero di tasselli è definito in modo da resistere alle sollecitazioni di trazione e taglio e da evitare la rottura locale del materiale di base. Inoltre, nei casi in cui risulti necessario, vanno verificate le saldature.

4.7.5 Esempi di calcolo

Si riporta, per ciascuna delle soluzioni tipo individuate nel paragrafo precedente, un esempio di dimensionamento degli elementi strutturali e degli ancoraggi.

In particolare, per tutti gli esempi che seguono, si considererà:

- classe prestazionale A ($S_a = 0.504$);
- spessore parete muraria: $s_m = 60$ cm;
- larghezza della facciata: $L = 7$ m;
- interasse tra i ritti: $i = 1.5$ m;
- numero di piani: $N=3$;
- fascia di solaio gravante: $L_{\text{solaio}} = 2.5$ m;
- peso specifico della muratura: $\gamma_m=20$ kN/m³;
- altezza d'interpiano: $h_{\text{int}} = 3.0$ m.

Il peso dei solai (P_s) in combinazione sismica risulta:

$$P_s = 2.6 + 3.0 + 0.3 \cdot 2.0 = 6.2 \text{ kN/m}^2$$

4.7.5.1 Esempio per cinturazioni con fune d'acciaio: configurazioni CE, CP e CV

Si considera un passo verticale tra i cavi $z = 2.0$ m.

Dalla tabella 1 della scheda STOP-TA del Vademecum STOP, si ottengono le seguenti indicazioni:

- diametro della fune: 20 mm;
- $D_{\text{min}} = 2.7$ m.

Di seguito si presentano le verifiche che hanno portato a tali risultati.

Verifica del cavo

$$W_j = W = \gamma_m \cdot h_{\text{int}} \cdot s_m \cdot L + P_s \cdot L_{\text{solaio}} \cdot L = 360.5 \text{ kN} \quad \text{peso di piano}$$

$$\gamma_3 = 1.5 \quad \text{coefficiente di distribuzione dell'azione sismica}$$

$$T = \frac{1}{2} \cdot S_a \cdot \gamma_3 \cdot z \cdot W / h_{\text{int}} = 90.9 \text{ kN} \quad \text{tiro sul cavo maggiormente sollecitato}$$

Si adotta quindi un cavo: $\Phi = 20$ mm avente $Q_{es} = 95.74 \text{ kN} > T$ VERIFICATO

Verifica dei ritti di distribuzione

Per i ritti di distribuzione si utilizza legno C16 (Tabella 3.4). Si considerano inoltre le seguenti classi:

classe di servizio: 3

classe durata dei carichi: istantanea

Poiché i ritti hanno funzione di ripartizione del carico, si considerano come elementi secondari e pertanto si pone $\gamma_M = 1.00$.

Ai fini del dimensionamento si assumono, pertanto, i seguenti valori:

$$f_{m,k} = 16 \text{ MPa}$$

$$f_{v,k} = 1.8 \text{ MPa}$$

$$K_{mod} = 0.90$$

$$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_M = 14.4 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M = 1.62 \text{ MPa}$$

Si assume per il ritto una sezione 15x15 con le seguenti caratteristiche:

$$A = 225 \text{ cm}^2 \text{ area}$$

$$W_x = W_y = W = 563 \text{ cm}^3 \text{ modulo resistente}$$

$$M_R = W \cdot f_{m,d} = 8.1 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ momento resistente}$$

$$V_R = A \cdot f_{v,d} / 1.5 = 24.3 \text{ kN} \text{ taglio resistente}$$

Carico sui ritto di distribuzione:

$$q = S_a \cdot \gamma_3 \cdot i \cdot W / (L \cdot h_{int}) = 19.47 \text{ kN/m}$$

Momento flettente sul ritto:

per tener conto della cedevolezza degli appoggi e della riduzione del momento negativo rispetto all'asse dello schema di calcolo (troncamento della cuspide) si assume un momento negativo massimo pari a $q \cdot z^2 / 10$

$$M_{ritto} = q \cdot z^2 / 10 = 7.8 \text{ kN m} < M_R = 8.1 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \text{VERIFICATO}$$

Taglio sul ritto:

$$V_{ritto} = 1.2 \cdot q \cdot z / 2 = 23.7 \text{ kN} < T_R = 24.3 \text{ kN} \quad \text{VERIFICATO}$$

Verifica della distanza ancoraggio sulla muratura D_{min}

Si assume muratura con le seguenti caratteristiche (muratura in pietre a spacco con buona tessitura, § C.B.8, NTC 2008):

$$\tau_0 = 0.08 \text{ MPa} \text{ resistenza media a taglio della muratura}$$

$$\gamma_M = 2.00 \text{ coefficiente di sicurezza parziale in caso di sisma}$$

$$\tau_{0,d} = 0.7 \cdot \tau_0 / \gamma_M = 0.028 \text{ MPa} \text{ resistenza di progetto a taglio della muratura}$$

Si assume, inoltre, che il tiro della fune si distribuisca lungo due superfici di area $D_{min} \cdot S_m$; si ricava quindi:

$$D_{min} = T / (2 \cdot S_m \cdot \tau_{0,d}) = (90.85 \cdot 1000) / (2 \cdot 60 \cdot 10 \cdot 0.028) \approx 2700 \text{ mm} = 270 \text{ cm}$$

Verifica del prolungamento massimo ritto f_{max}

Il prolungamento massimo dei ritto f_{max} oltre l'ultimo appoggio è calcolato con uno schema a mensola. Se M_R e V_R sono il momento ed il taglio resistente si ha che:

$$M_R = \frac{1}{2} \cdot q \cdot f_{max}^2$$

$$V_R = q \cdot f_{max}$$

da cui, considerando un opportuno coefficiente di sicurezza che tenga conto dell'eventuale spinta della copertura ($\gamma_q=1.5$) e arrotondando ai 10 cm inferiori, si ha che

$$f_{max} = \frac{1}{\gamma_q} \min \left(\frac{V_R}{q}; \sqrt{\frac{2M_R}{q}} \right) = 0.5 \text{ m}$$

Verifica della piastra di ancoraggio (§ 4.2.8, NTC 2008)

Di seguito si illustrano le verifiche che hanno portato alla compilazione della tabella 7 della scheda TA del Vademecum STOP, riferita al particolare 5a del Vademecum e riportata in Figura 4.79.

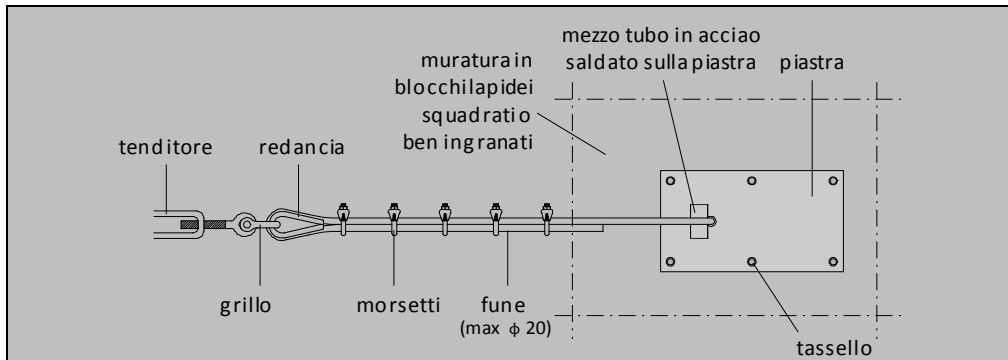


Figura 4.79 Fune passante in foro: particolare della deviazione del cavo attraverso un foro nella muratura e relativa piastra di rinforzo.

Verifica del rifollamento della piastra ad opera del cavo (§ 4.2.8, NTC 2008)

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \Phi \cdot t / \gamma_{M2} = 172 \text{ kN} > T \quad \text{VERIFICATO}$$

dove si pone:

$\alpha = 1$ coefficiente che tiene conto della distanza dal bordo, nella direzione del carico applicato

$k = 2.5$ coefficiente che tiene conto della distanza dal bordo, nella direzione perpendicolare al carico applicato

$f_{tk} = 430 \text{ MPa}$ resistenza a rottura del materiale della piastra

$\Phi = 2 \text{ cm}$ diametro cavo

$t = 1 \text{ cm}$ spessore piastra

$\gamma_{M2} = 1.25$ coefficiente di sicurezza parziale per la verifica delle unioni

Verifica dei tasselli

Si utilizzano 6 tasselli M12 le cui caratteristiche sono riportate nel § 3.2.3.8 (Figura 4.79).

Taglio agente su ciascun tassello:

$$F_{v,Ed} = T/6 = 15.2 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 24.5 \text{ kN}$$

VERIFICATO

Sforzo normale massimo su ciascun tassello:

$$F_{v,Ed} = 5 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 12.3 \text{ kN}$$

VERIFICATO

4.7.5.2 Esempio per traverso con tirantatura laterale: configurazioni TL, TV

Si considera un passo verticale tra i cavi corrispondente all'altezza d'interpiano pari a $z = h_{int} = 3.0 \text{ m}$.

Dalla tabella 3 della scheda STOP-TA del Vademecum STOP, si ottengono (utilizzando i valori definiti precedentemente) le seguenti indicazioni:

- diametro della fune: 24 mm;
- traverso: HEA260;
- $D_{min} = 3.1 \text{ m}$.

Di seguito si presentano le verifiche che hanno portato a tali risultati.

Verifica del cavo

$$W_j = W = \gamma_m \cdot h_{int} \cdot s_m \cdot L + P_s \cdot L_{solai} \cdot L = 360.5 \text{ kN} \quad \text{peso di piano}$$

$$\gamma_3 = 1.5 \quad \text{coefficiente di distribuzione dell'azione sismica}$$

$$T = S_a \cdot \gamma_3 \cdot W / 2 = 136.3 \text{ kN} \quad \text{tiro sul cavo maggiormente sollecitato}$$

$$\text{Si adotta un cavo: } \Phi = 24 \text{ mm} \text{ avente } Q_{es} = 137.3 \text{ kN} > T \quad \text{VERIFICATO}$$

Verifica del traverso

Il traverso è realizzato in acciaio S275, mediante un profilo HEA260. Si riportano di seguito le caratteristiche necessarie per le verifiche:

caratteristiche materiale:

$$f_{y,k} = 275 \text{ MPa}$$

$$\gamma_M = 1.05$$

$$f_{y,d} = f_{y,k} / \gamma_M = 261.9 \text{ MPa}$$

caratteristiche sezione:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = \quad \text{area resistente a taglio (§4.2.4.1.2 NTC 2008)}$$

$$= 86.8 - 2 \cdot 26 \cdot 1.25 + (0.75 + 2 \cdot 2.4) \cdot 1.25 = 28.7 \text{ cm}^2$$

$$W_{pl} = 919.8 \text{ cm}^3 \quad \text{modulo resistente}$$

$$M_{R,pl} = W_{pl} \cdot f_{y,d} = 240.9 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{momento resistente}$$

$$T_R = A_v \cdot f_{y,d} / 1.73 = 434 \text{ kN} \quad \text{taglio resistente}$$

$$\text{Carico sul traverso: } p = S_a \cdot \gamma_3 \cdot W / L = 38.94 \text{ kN}$$

Momento flettente sul traverso:

$$M_{traverso} = p \cdot (L - s_m)^2 / 8 = 200 \text{ kN} < M_{R,pl}$$

VERIFICATO

Taglio sul traverso:

$$V_{traverso} = q \cdot (L - s_m) / 2 = 125 \text{ kN} < T_R$$

VERIFICATO

Le verifiche dei ritti di distribuzioni e del relativo prolungamento massimo oltre l'ultimo appoggio (f_{max}), come pure la minima distanza di ancoraggio sulla muratura (D_{min}) necessaria per vincolare i cavi, si effettuano come nel caso trattato nell'esempio precedente.

4.7.5.3 Esempio per tirantatura diffusa interna passante: configurazione TI

Si considera un passo verticale tra i cavi corrispondente all'altezza d'interpiano pari a $z = h_{int} = 4.0 \text{ m}$.

Dalla tabella 5 della scheda STOP-TA del Vademecum STOP, si ottengono (utilizzando i valori definiti precedentemente) le seguenti indicazioni:

- diametro della fune: 18 mm;
- traverso in legno: 2 18x18;
- traverso in acciaio: 2 UPN 160;
- sezione ritto: 20x20;
- $f_{max} = 1.1 \text{ m}$.

Di seguito si presentano le verifiche che hanno portato a tali risultati.

Verifica del cavo

$W_j = W = 445.5 \text{ kN}$ peso di piano

$\gamma_3 = 1.5$ coefficiente di distribuzione dell'azione sismica

$T = S_a \cdot \gamma_3 \cdot W \cdot (i / L) = 72.0 \text{ kN}$ tiro sul cavo maggiormente sollecitato

Si adotta quindi un cavo: $\Phi = 18 \text{ mm}$ avente $Q_{es} = 79.2 \text{ kN} > T$ VERIFICATO

Verifica del traverso

I traversi possono essere o in legno (sezione quadrata) o in acciaio (2 profili UPN accoppiati). Nella configurazione TI i traversi hanno puramente funzione di diffusione dei carichi e pertanto sono considerati come elementi secondari ($\gamma_M = 1.00$).

Dato che il tiro della fune agisce in prossimità del punto di appoggio del traverso sul ritto, il momento flettente agente diviene trascurabile. Inoltre si può trascurare la forza del tiro ai fini del calcolo del taglio (§ 4.4.8.1.9, NTC 2008). A favore di sicurezza, per tener conto di eventuali errori in fase realizzativa, si è comunque tenuto conto di un taglio pari a $\frac{3}{4}$ del tiro della fune.

Si effettua di seguito la verifica per un traverso in legno C16, a sezione quadrata 218x18.

Ai fini del dimensionamento si assumono i seguenti parametri:

$$f_{m,k} = 16 \text{ MPa}$$

$$f_{v,k} = 1.8 \text{ MPa}$$

$$K_{mod} = 0.90$$

$$\gamma_M = 1.00$$

$$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_M = 14.4 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M = 1.62 \text{ MPa}$$

$$A = 684 \text{ cm}^2 \text{ area}$$

$$V_R = A \cdot f_{v,d} / 1.5 = 70.0 \text{ kN} \text{ taglio resistente}$$

$$V_{traverso} = T \cdot 3 / 4 = 54.0 \text{ kN} < T_R = 70.0 \text{ kN}$$

VERIFICATO

La verifica dei ritzi di distribuzione e della relativa sporgenza massima f_{max} si effettua come nei casi precedenti.

4.8 Cerchiatura di confinamento pilastri e colonne

4.8.1 Descrizione e finalità dell'opera

La cerchiatura di confinamento di pilastri e colonne consiste nella fasciatura di tali elementi portanti con brache in poliestere ed è finalizzata ad incrementarne resistenza e duttilità a seguito di un dissesto evidente.

Tipici segni dello schiacciamento delle colonne sono le lesioni ad andamento verticale o "a ragnatela", presenti soprattutto nella parte bassa del fusto o in corrispondenza di brusche riseghe, segno di manifesta scarsità di resistenza del materiale nei confronti dei fenomeni compressivi. In Figura 4.80 sono schematicamente rappresentate le lesioni da schiacciamento su una colonna.

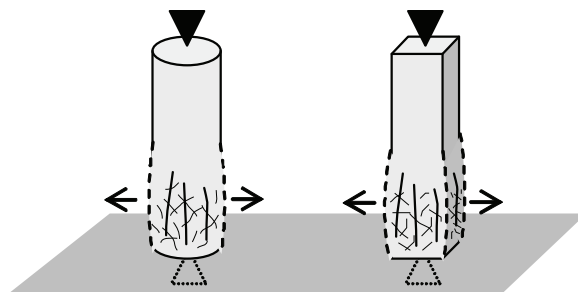


Figura 4.80 Tipico quadro fessurativo di colonne schiacciate: si individuano le lesioni ad andamento pressoché verticale o "a ragnatela" alla base e l'espulsione del materiale a seguito dello schiacciamento.

Scopo dell'opera è ripristinare la capacità portante dell'elemento mediante un sistema di fasciatura realizzato con l'apposizione di nastri in poliestere avvolti su ripartitori longitudinali. Lo stato di coazione impresso ("cerchiatura") conferisce alle colonne un apprezzabile incremento di resistenza e di capacità deformativa in campo plastico. L'entità del beneficio offerto dall'intervento è funzione, come si vedrà nei paragrafi successivi, sia dello stato di danneggiamento dell'elemento strutturale che del passo delle fasce.

Un tipico esempio di esecuzione dell'intervento è rappresentato in Figura 4.81.

La scheda STOP CP è pensata esclusivamente per interventi su elementi in muratura di dimensioni contenute (diametro o lato minore della sezione rettangolare fino a 90 cm) e sezioni compatte (rapporto tra i lati di colonne rettangolari non superiore a 2). Eventuali necessità di applicazioni su altri tipi di sezione devono essere valutate caso per caso.

4.8 – Cerchiatura di confinamento pilastri e colonne

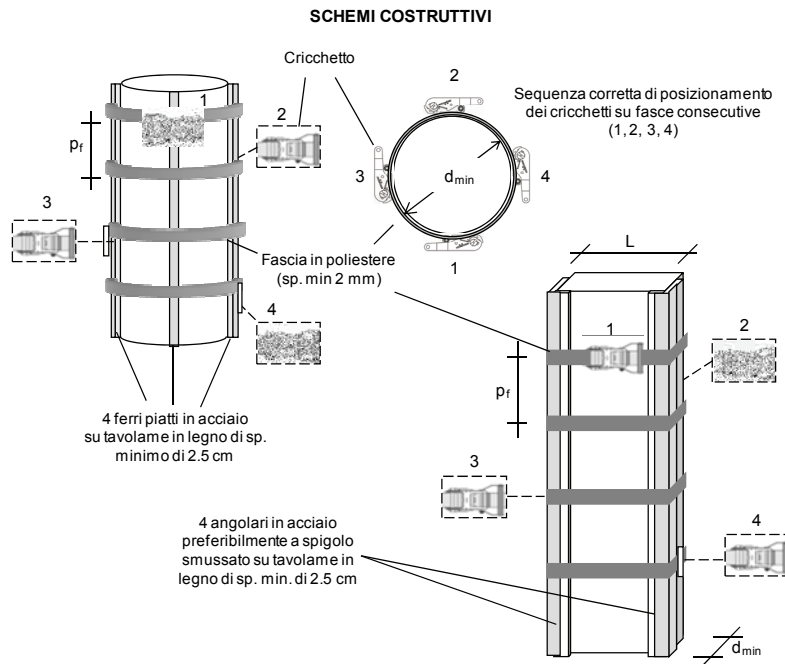


Figura 4.81 Esempio di fasciatura di colonne circolari o rettangolari con indicazione del corretto posizionamento e messa in opera delle fasce.

4.8.2 Scelte progettuali

4.8.2.1 Soluzioni progettuali

Per le opere di cerchiatura sono state individuate differenti soluzioni progettuali in base alla forma e alla dimensione delle colonne. In particolare si considerano (Figura 4.82):

- colonne murarie circolari di diametro non superiore a 90 cm;
- colonne murarie rettangolari aventi il lato minore di lunghezza non superiore a 90 cm e rapporto tra i lati non superiore a 2.

L'esigenza di tale limitazione al campo di impiego dell'intervento è dettata dalla ridotta efficacia dello stesso in caso di sezioni troppo allungate o di diametro eccessivo. La dimensione del nucleo confinato dalle fasce, infatti, risulta notevolmente influenzata da tali parametri.

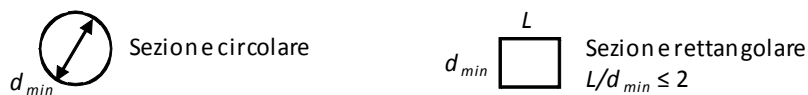


Figura 4.82 Configurazioni ammissibili per l'impiego della scheda STOP CP.

Al fine di semplificare quanto più possibile le scelte progettuali e di standardizzare le soluzioni, è possibile descrivere in forma qualitativa l'entità del dissesto caratterizzante gli elementi strutturali da rinforzare come mostrato in Figura 4.83.

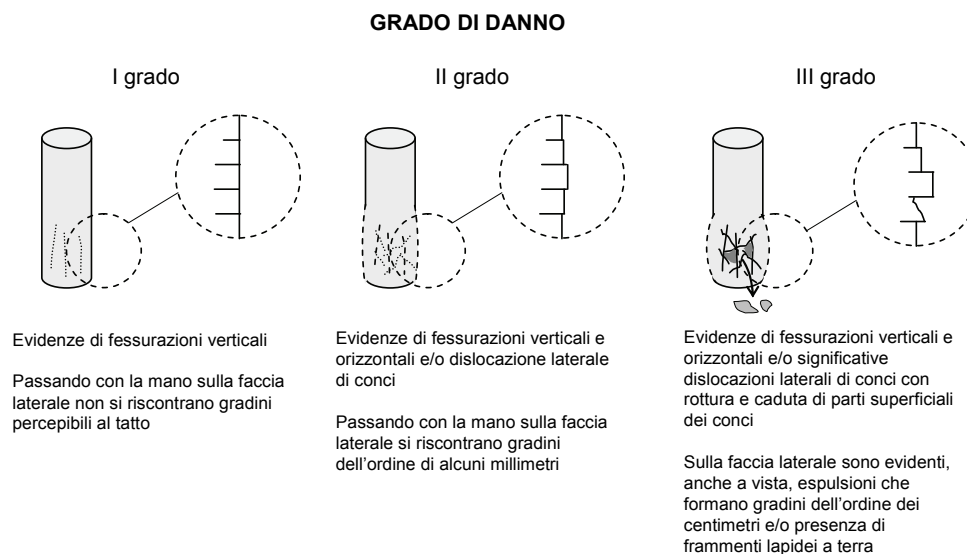


Figura 4.83 Esempificazione del grado di danno delle colonne murarie (STOP CP).

L'operatore presente sul posto ha dunque il solo compito di valutare qualitativamente il grado di danno dell'elemento strutturale, di misurare le dimensioni geometriche dell'elemento (colonna o pilastro) e scegliere se utilizzare fasce di altezza 50 o 75 mm.

4.8.2.2 Materiali

Per le caratteristiche dei materiali ci si riferisce alle indicazioni fornite in bibliografia e in particolare si assume:

$\nu = 0.7$ modulo di Poisson per materiale fessurato (Borri e Grazini, 2004);

$E_c = 10000$ MPa modulo di Young delle fasce in poliesteri, tratto da Dolce et al. (2006);

$k_m = 4$ coefficiente moltiplicativo della pressione laterale di confinamento. Valore tratto da Dolce et al. (2006);

$E_m = 2000$ MPa modulo di Young per la muratura (valore medio di cui alla tabella C8A.2.1 della circolare esplicativa delle NTC 2008 n. 617 del 02/02/'09);

$n = 20$ rapporto di omogeneizzazione tra il modulo di Young delle fasce ($k_m \cdot E_c$) e quello della muratura (E_m) ($n = k_m \cdot E_c / E_m$).

4.8.2.3 Schema di calcolo

L'ipotesi di calcolo dell'intervento di cerchiatura è legata all'incremento di resistenza delle colonne per effetto di un confinamento efficace. La relazione fondamentale (CNR DT 200/2004) che esprime il beneficio della cerchiatura è la seguente:

$$N_u = N + \Delta N = A \cdot (f_{m,d,0} + k_1 \cdot f'_1)$$

essendo il prodotto $N = A \cdot f_{m,d,0}$ la resistenza a compressione della sezione non cerchiata e $\Delta N = A \cdot k_1 \cdot f'_1$ l'incremento di resistenza dovuto alla cerchiatura.

4.8.3 Dimensionamento

Il modello di calcolo si basa sull'ipotesi di progettare un sistema di confinamento tale da ripristinare per quanto possibile la resistenza originaria della colonna ($N_{R,0}$), supponendo inoltre che la rottura avvenga per crisi dell'elemento murario e non delle fasce in poliestere.

L'espressione fondamentale del carico di collasso (N_u) di una colonna cerchiata è la seguente (Borri e Grazini, 2004):

$$N_u = N + \Delta N$$

con il seguente significato dei simboli:

N sforzo normale resistente valutato in assenza di cerchiatura;

ΔN incremento di sforzo normale resistente dovuto all'effetto cerchiante.

In seguito alla cerchiatura della colonna deve risultare $N_u = N_{R,0}$.

È necessario, innanzitutto, valutare il grado di danneggiamento del pilastro murario con la metodologia semplificata di Figura 4.83. A ciascun grado di danno è associata una stima della perdita di capacità portante così quantificata:

- al I grado di danno si attribuisce una riduzione della resistenza tale che $N_{R,0} / N = 1.10$;
- al II grado di danno si attribuisce una riduzione della resistenza tale che $N_{R,0} / N = 1.15$;
- al III grado di danno si attribuisce una riduzione della resistenza tale che $N_{R,0} / N = 1.25$.

Stabilita la geometria dell'elemento da presidiare, il grado di danneggiamento e la tipologia di fascia in poliestere da impiegare (da 50 o 75 mm di altezza), se ne determina il passo a partire dall'espressione seguente di cui risulta noto il primo membro:

$$N_u = N + \Delta N = A \cdot (f_{md0} + k_1 \cdot f'_1)$$

I parametri da determinare per la progettazione dell'intervento compaiono in forma esplicita nell'espressione generale e sono:

A area della sezione trasversale della colonna;

f_{md0} resistenza a compressione del materiale non cerchiato;


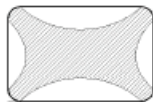

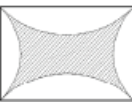

k_1 coefficiente di incremento della resistenza a compressione per effetto della cerchiatura: $k_1 = 2.4 \cdot (f'_1 / f_{md0})^{-0.17}$;

f'_1 pressione efficace di confinamento (Borri e Grazini, 2004): $f'_1 = k_h \cdot k_v \cdot f_1$.

Per calcolare k_1 e f_1 è necessario determinare i seguenti fattori:

k_h coefficiente di efficienza orizzontale. Esprime il rapporto tra l'area efficacemente confinata e l'area geometrica della sezione. Come si vede dalla Tabella 4.35, il valore del coefficiente k_h è legato alla forma della sezione ed al rapporto tra i lati: a sezioni compatte ed a spigoli smussati corrispondono le efficienze maggiori. Le figure nella tabella evidenziano con una campitura la porzione di sezione trasversale che risente dell'effetto della cerchiatura; la sezione circolare fornisce la risposta ottimale;

Tabella 4.35 Coefficiente di efficienza in funzione del rapporto tra i lati " r_f " (Borri e Grazini, 2004).

| r_f |  |  |  |  |  |
|-------|---|---|---|--|---|
| 1 | 0.687 | | 0.476 | | 1 |
| 1.2 | 0.673 | | 0.467 | | |
| 1.4 | 0.653 | | 0.446 | | |
| 1.6 | 0.629 | | 0.417 | | |
| 1.8 | 0.602 | | 0.383 | | |
| 2 | 0.574 | | 0.345 | | |
| 2.2 | 0.544 | | 0.305 | | |
| 2.4 | 0.533 | | 0.262 | | |
| 2.6 | 0.480 | | 0.218 | | |
| 2.8 | 0.448 | | 0.173 | | |
| 3 | 0.414 | | 0.12 | | |

k_v coefficiente di efficienza verticale (pari a 1.0 per fasciatura continua) (Borri e Grazini, 2004). Il valore di k_v si calcola come:

$$k_v = \left(1 - \frac{p_f - b_f}{2 \cdot d_{min}} \right)^2$$

dove d_{min} è la minima dimensione trasversale nel caso di sezione rettangolare o il diametro nel caso di sezione circolare. La Figura 4.84 esplicita il significato dei simboli.

4.8 – Cerchiatura di confinamento pilastri e colonne

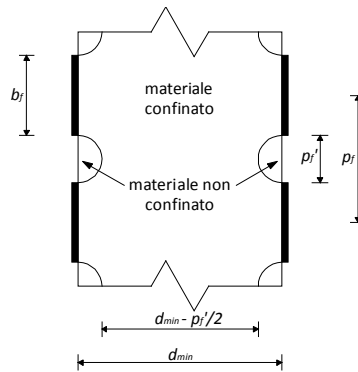


Figura 4.84 Effetto di cerchiatura in direzione verticale: sono individuati i parametri che concorrono a definire il coefficiente di efficienza verticale (modificato da CNR-DT 200:2004).

f_1 pressione di confinamento (Borri e Grazini, 2004). Rappresenta la pressione esercitata dal presidio sulla zona confinata (Figura 4.85). L'espressione della pressione di confinamento è la seguente:

$$f_1 = 2 \cdot v \cdot \rho_r \cdot n \cdot f_{md0} \quad \text{tratto da Dolce et al. (2006)}$$

in cui, oltre ai valori riportati nel § 4.8.2.2, si definiscono:

ρ_r rapporto tra lo spessore dell'elemento confinante (t) e minima dimensione trasversale: $\rho_r = t / d_{min}$;

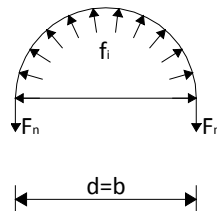


Figura 4.85 Rappresentazione della pressione di confinamento f_1 .

Al fine di dimensionare il sistema di confinamento in funzione del grado di danno stimato, si semplifica l'espressione fondamentale dell'incremento di resistenza delle colonne compresse nel modo seguente:

$$N_u = A \cdot (f_{md0} + k_1 \cdot f'_1) = A \cdot \left[f_{md0} + 2.4 \cdot \left(\frac{f'_1}{f_{md0}} \right)^{-0.17} \cdot f'_1 \right] =$$

$$= A \cdot f_{md0} \cdot [1 + 2.4 \cdot (k_h \cdot k_v \cdot 2 \cdot v \cdot \rho_r \cdot n)^{0.83}]$$

quindi:

$$\frac{N_u}{N} = \frac{N_u}{A \cdot f_{md0}} = [1 + 2.4 \cdot (k_h \cdot k_v \cdot 2 \cdot v \cdot \rho_r \cdot n)^{0.83}]$$

Il vantaggio di aver messo al primo membro il rapporto N_u / N consiste nel fatto che, per ciascun grado di danno ipotizzabile, se ne conosce a priori il valore. Ciò

consente di poter ragionare in termini relativi, prescindendo dalla resistenza a compressione della muratura.

Nel caso di colonne circolari ($k_h = 1$), stabilito il grado di danneggiamento dell'elemento strutturale (e quindi il valore da assegnare al rapporto N_u / N), si calcola il coefficiente k_v e, successivamente, dalla sua espressione si ricava il passo tra le fasce, una volta fissata l'altezza della fascia b_f .

Nel caso di colonne rettangolari si segue il medesimo ragionamento sviluppato per quelle tonde, salvo porre k_h pari a 0.574, valore valido per sezioni a spigolo smussato con rapporto tra i lati pari a 2 (da cui la limitazione imposta sulla scheda STOP CP). La presenza di angolari posti su tavoloni in corrispondenza degli spigoli (prescritta dalla scheda STOP CP) consente di ampliare la zona cerchiata e di ricondurre la trattazione al caso di spigoli arrotondati. La limitazione sulla massima dimensione caratteristica dell'elemento strutturale, posta pari a 90 cm, deriva dall'accertata inefficacia del presidio per dimensioni superiori, così come evidenziato nel documento CNR DT 200/2004 al punto 5.6.3.

Non si considerano le soluzioni per le quali risulti necessario accavallare le fasciature; in tali casi occorre dunque limitare la dimensione d_{min} presidabile, rimandando i casi rimanenti ad interventi di altro tipo.

Effetto della temperatura

L'esposizione prolungata all'irraggiamento solare potrebbe danneggiare le fasce in poliestere, soprattutto a causa del fatto che le stesse devono essere posizionate al di sopra di profilati metallici aventi la funzione di ripartire adeguatamente l'azione cerchiante. Dalla lettura della norma di riferimento per le fasce in poliestere UNI EN 1492-1:2002 risulta, infatti, che la temperatura massima di esercizio non deve eccedere i 100 °C.

Nella sezione 4.8.4 si riporta il calcolo della massima temperatura di equilibrio raggiungibile da un profilato di acciaio esposto all'irraggiamento solare.

Inoltre, a conferma dell'attendibilità dei dati calcolati, in data 28/7/2009 è stata effettuata, in una giornata particolarmente assolata, una misurazione con termocamera delle massime temperature raggiunte, a seguito di irraggiamento solare, da parte di alcune superfici metalliche nell'area sperimentale VVF di Capannelle (Roma).

Il picco di temperatura è stato registrato sulla lamiera di un'autovettura di colore nero (circa 87 °C). Il termometro ambientale, impiegato per la misurazione della temperatura dell'aria, è stato poggiato sulla copertura del laboratorio di Macchine della Area VII della Direzione Centrale per la Prevenzione e la Sicurezza Tecnica dei VVF e, viste le elevate temperature registrate, probabilmente ha risentito, nella lettura, anche del calore trasmesso per conduzione ed irraggiamento.

In Tabella 4.36 e in Figura 4.86 si riportano i valori delle temperature misurate. È possibile verificare che le temperature non hanno mai superato i 100 °C.

Tabella 4.36 Valori misurati delle temperature.

| Data | Luogo | Ora | T _{ambiente} | Lamiera riflettente su terrazzo | Lamiera autovettura nera | Lamiera autovettura bianca | Guaina bituminosa su terrazzo |
|------------|-------------------|-----|-----------------------|---------------------------------|--------------------------|----------------------------|-------------------------------|
| 28/07/2009 | Capannelle (Roma) | 09 | 38 °C | 31 °C | 63 °C | 45 °C | 35 °C |
| | | 10 | 45 °C | 33 °C | 66 °C | 50 °C | 43 °C |
| | | 11 | 47 °C | 40 °C | 78 °C | 52 °C | 60 °C |
| | | 12 | 51 °C | 42 °C | 87 °C | 53 °C | 66 °C |
| | | 13 | 52 °C | 44 °C | 85 °C | 50 °C | 67 °C |
| | | 14 | 53 °C | 50 °C | 82 °C | 48 °C | 66 °C |
| | | 15 | 50 °C | 48 °C | 75 °C | 47 °C | 60 °C |

Andamento delle temperature misurate in data 28/07/2009 in assenza di vento. Capannelle (Roma)

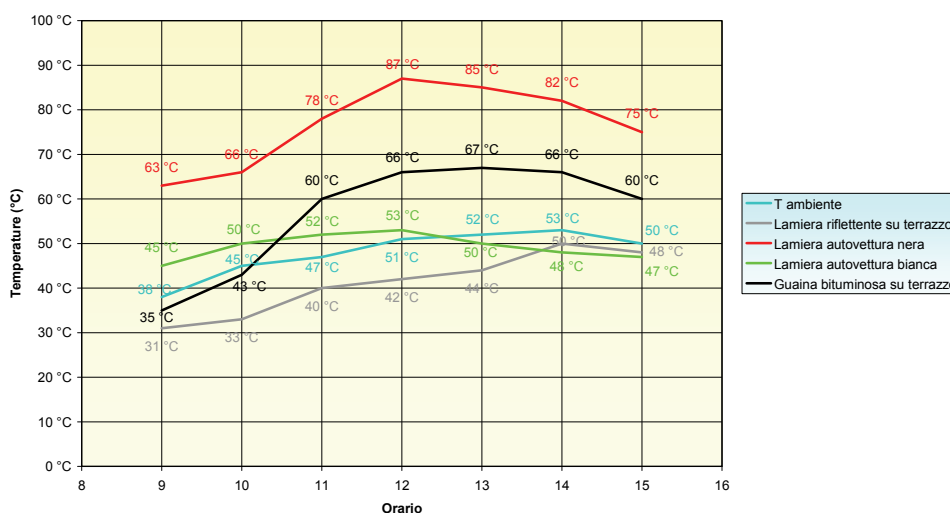


Figura 4.86 Andamento delle temperature nel corso della giornata.

4.8.4 Esempio di calcolo

Fasce per colonne circolari

Per una colonna a sezione circolare, la relazione fondamentale diventa:

$$\frac{N_u}{N} = \frac{N_u}{A \cdot f_{md0}} = [1 + 2.4 \cdot (k_v \cdot 2 \cdot v \cdot \rho_r \cdot n)^{0.83}]$$

Nell'ipotesi di colonne di diametro variabile da 30 a 90 cm e di fasce in poliestere di spessore da 2 mm, con il procedimento descritto al § 4.8.3 si calcolano i valori del coefficiente di efficienza verticale k_v tali da garantire l'incremento di resistenza delle colonne richiesto (Tabella 4.37).

Tabella 4.37 Valori del coefficiente k_v , per colonne con sezione circolare e i seguenti valori: altezza fasce $b_f = 5$ cm; spessore fasce $t = 2$ mm; $k_h = 1.0$.

| k_v | d_{min} (cm) | | | | | | |
|-----------|-----------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | $(r_t=t/d_{min})$ (%) | | | | | | |
| | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 |
| | (0.67) | (0.50) | (0.40) | (0.33) | (0.29) | (0.25) | (0.22) |
| grado I | 0.116 | 0.155 | 0.194 | 0.233 | 0.272 | 0.310 | 0.349 |
| grado II | 0.190 | 0.253 | 0.316 | 0.380 | 0.443 | 0.506 | 0.569 |
| grado III | 0.351 | 0.468 | 0.585 | 0.702 | 0.819 | 0.936 | 1.053 |

Noto il valore del coefficiente di efficienza verticale k_v , dalla sua espressione si ricava il passo minimo tra le fasce compatibile con l'incremento di resistenza richiesto (Tabella 4.38 e Tabella 4.39).

In Tabella 4.38 e Tabella 4.39 sono evidenziati i minimi valori del passo tra le fasce per ciascun grado di danneggiamento.

Tabella 4.38 Passo minimo p_f (in cm) tra le fasce da 50 mm applicate su sezioni circolari.

| p_f (cm) | d_{min} (cm) | | | | | | |
|------------|----------------|----|----|----|----|------|------|
| | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 |
| grado I | 45 | 53 | 61 | 67 | 72 | 76 | 79 |
| grado II | 39 | 45 | 49 | 51 | 52 | 51 | 49 |
| grado III | 29 | 30 | 29 | 24 | 18 | n.c. | n.c. |

Tabella 4.39 Passo minimo p_f (in cm) tra le fasce da 75 mm applicate su sezioni circolari.

| p_f (cm) | d_{min} (cm) | | | | | | |
|------------|----------------|----|----|----|----|----|----|
| | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 |
| grado I | 47 | 56 | 63 | 70 | 75 | 78 | 81 |
| grado II | 41 | 47 | 51 | 54 | 54 | 54 | 52 |
| grado III | 32 | 33 | 31 | 27 | 21 | 13 | 3 |

A titolo esplicativo, si effettua il calcolo del sistema di confinamento di una colonna circolare in muratura di diametro pari a 70 cm caratterizzata da un dissesto di secondo grado, mediante fasce alte 50 mm da 2 mm di spessore.

Dalla tabella 2 della scheda STOP-CP, per una colonna con le caratteristiche sopra descritte, si ottiene l'indicazione, per il passo delle fasce, di un valore massimo di 40 cm (per colonne con diametro inferiore a 90 cm). Di seguito si verifica la validità del risultato per il caso in esame.

Dalla relazione fondamentale si ha:

$$\frac{N_u}{N} = \frac{N_u}{A \cdot f_{md0}} = [1 + 2.4 \cdot (k_v \cdot 2 \cdot v \cdot \rho_r \cdot n)^{0.83}] = 1.15$$

Essendo:

$$v = 0.7$$

$$n = 20$$

$$\rho_r = t / d_{min} = 2 / 700 = 0.00286$$

si ha:

$$k_v = \frac{\sqrt[0.83]{\frac{N_u/N-1}{2.4}}}{2 \cdot v \cdot n \cdot \rho_r} = \frac{\sqrt[0.83]{\frac{1.15-1}{2.4}}}{2 \cdot 0.7 \cdot 20 \cdot 0.00286} = 0.443$$

Dalla definizione del coefficiente di efficienza verticale k_v si ricava il passo minimo delle fasce:

$$k_v = \left(1 - \frac{p_f - b_f}{2 \cdot d_{min}}\right)^2$$

ossia:

$$p_f = 2 \cdot d_{min} \cdot (1 - k_v^{1/2}) + b_f = 2 \cdot 700 \cdot (1 - 0.443^{1/2}) + 50 = 518 \text{ mm}$$

Fasce per colonne rettangolari

Per una colonna a sezione rettangolare, con rapporto massimo tra i lati pari a 2, la relazione fondamentale è:

$$\frac{N_u}{N} = \frac{N_u}{A \cdot f_{md0}} = [1 + 2.4 \cdot (k_h \cdot k_v \cdot 2 \cdot v \cdot \rho_r \cdot n)^{0.83}]$$

in cui si assume $k_h = 0.574$.

Nella Tabella 4.40 e nella Tabella 4.41 sono riportati i passi minimi delle fasce alte rispettivamente 50 mm e 75 mm. Tali valori sono desunti a partire dalla Tabella 4.37, valida anche per colonne rettangolari purché al coefficiente k_v si sostituisca il prodotto $k_h \cdot k_v = 0.574 \cdot k_v$.

Noto il valore del coefficiente di efficienza verticale k_v , dalla sua espressione si ricava il passo minimo tra le fasce compatibile con il grado di danno stimato.

Tabella 4.40 Passo minimo p_f (in cm) tra le fasce da 50 mm applicate su sezioni rettangolari.

| p_f (cm) | d_{min} (cm) | | | | | | |
|------------|----------------|----|------|------|------|------|------|
| | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 |
| grado I | 38 | 43 | 47 | 49 | 49 | 47 | 45 |
| grado II | 31 | 32 | 31 | 27 | 22 | 15 | n.c. |
| grado III | 18 | 13 | n.c. | n.c. | n.c. | n.c. | n.c. |

Tabella 4.41 Passo minimo p_f (in cm) tra le fasce da 75 mm applicate su sezioni rettangolari.

| p_f (cm) | d_{min} (cm) | | | | | | |
|------------|----------------|----|------|------|------|------|------|
| | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 |
| grado I | 40 | 46 | 49 | 51 | 51 | 50 | 47 |
| grado II | 33 | 34 | 33 | 30 | 25 | 17 | 8 |
| grado III | 21 | 15 | n.c. | n.c. | n.c. | n.c. | n.c. |

In Tabella 4.40 e Tabella 4.41 sono evidenziati i valori minimi del passo tra le fasce per ciascun grado di danneggiamento.

Razionalizzazione dei passi delle fasce

In Tabella 4.42 e Tabella 4.43 sono riportati i valori uniformati dei passi delle fasce, così come indicati nella scheda STOP CP.

Tabella 4.42 Razionalizzazione dei passi per fasce da 50 mm di altezza (STOP CP).

| Fasce da 50 mm di altezza (spessore 2 mm) | | |
|--|---|--|
| Grado di danno | Passo fasce p_f (cm) (dimensione massima d_{min} compatibile con l'intervento) | |
| |  Sezione circolare |  Sezione rettangolare $L/d \leq 2$ |
| I | 45 ($d_{min} \leq 90$ cm) | 40 ($d_{min} \leq 90$ cm) |
| II | 40 ($d_{min} \leq 90$ cm) | 20 ($d_{min} \leq 70$ cm) |
| III | 15 ($d_{min} \leq 70$ cm) | 15 ($d_{min} \leq 30$ cm) |

Tabella 4.43 Razionalizzazione dei passi per fasce da 75 mm di altezza (STOP CP).

| Fasce da 75 mm di altezza (spessore 2 mm) | | |
|--|---|--|
| Grado di danno | Passo fasce p_f (cm) (dimensione massima d_{min} compatibile con l'intervento) | |
| |  Sezione circolare |  Sezione rettangolare $L/d_{min} \leq 2$ |
| I | 45 ($d_{min} \leq 90$ cm) | 40 ($d_{min} \leq 90$ cm) |
| II | 40 ($d_{min} \leq 90$ cm) | 25 ($d_{min} \leq 70$ cm) |
| III | 20 ($d_{min} \leq 70$ cm) | 15 ($d_{min} \leq 40$ cm) |

Calcolo della massima temperatura delle fasce

Al fine di verificare le condizioni di impiego del sistema di confinamento, si calcola la massima temperatura di equilibrio raggiungibile da un profilato di acciaio esposto all'irraggiamento solare nelle seguenti ipotesi semplificative:

- assenza di trasmissione;

- aria in quiete a temperatura di 40 °C ($h = 8 \text{ W/m}^2\text{K}$);
- massimo irraggiamento solare diretto pari a 1000 W/m^2 ;
- superfici verniciate per assorbire la massima radiazione solare ($\alpha = 0.81$; $\varepsilon = 0.17$)

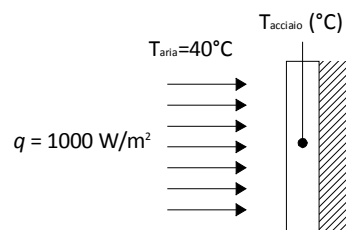


Figura 4.87 Schema esplicativo del bilancio termico.

L'equazione di bilancio termico sul profilato è:

$$\alpha \cdot q = \varepsilon \cdot \sigma \cdot T_{\text{acciaio}}^4 + h \cdot (T_{\text{acciaio}} - T_{\text{aria}}) \quad \text{ossia:}$$

$$0.81 \cdot 1000 = 0.17 \cdot 5.67 \cdot 10^{-8} \cdot (T_{\text{acciaio}} + 273)^4 + 8 \cdot (T_{\text{acciaio}} - 40)$$

I dati relativi alle proprietà di irraggiamento dell'acciaio sono estremamente variabili in letteratura. Di seguito si fa riferimento a Lienhard IV e Lienhard V (2008).

La scelta di utilizzare un alto coefficiente di assorbimento ($\alpha = 0.81$) ed una bassa emissività ($\varepsilon = 0.17$) fa sì che gran parte dell'energia termica sia assorbita dal materiale ed una scarsa aliquota sia ceduta per irraggiamento.

Dalla risoluzione dell'equazione di bilancio termico si ha:

$$0.81 \cdot 1000 = 0.17 \cdot 5.67 \cdot 10^{-8} \cdot (T_{\text{acciaio}} + 273)^4 + 8 \cdot (T_{\text{acciaio}} - 40)$$

da cui: $T_{\text{acciaio}} = 114 \text{ °C}$

La conservatività delle ipotesi formulate lascia ritenere che il posizionamento diretto delle fasce a ridosso dei profilati di acciaio non sia dannoso per le stesse nemmeno all'aperto. Si ritiene comunque necessario posizionare degli spessoramenti in legno per assorbire le asperità della superficie di appoggio.

Nell'ipotesi di verniciare i profilati metallici con materiali riflettenti (quali pitture acriliche di colore chiaro), è possibile ipotizzare i seguenti valori per i parametri di irraggiamento:

$$\alpha = 0.26 \cdot e \cdot \varepsilon = 0.90$$

Dalla risoluzione dell'equazione di bilancio termico si ha:

$$0.26 \cdot 1000 = 0.90 \cdot 5.67 \cdot 10^{-8} \cdot (T_{\text{acciaio}} + 273)^4 + 8 \cdot (T_{\text{acciaio}} - 40)$$

$T_{\text{acciaio}} = 23 \text{ °C}$

In ultimo, se si ipotizza per l'acciaio un comportamento da superficie grigia, ($\varepsilon = \alpha = 0.80$) si ha:

$$0.80 \cdot 1000 = 0.80 \cdot 5.67 \cdot 10^{-8} \cdot (T_{\text{acciaio}}^4 + 273) + 8 \cdot (T_{\text{acciaio}} - 40)$$

$$T_{\text{acciaio}} = 65 \text{ } ^\circ\text{C}$$

I valori teorici sono in buon accordo con i valori misurati riportati al § 4.8.3 e confortano sull'impiego di fasce applicate direttamente su profilati metallici a patto che questi ultimi siano verniciati con colori chiari riflettenti.

4.9 Incamiciatura di pareti in muratura

4.9.1 Descrizione e finalità dell'opera

L'incamiciatura delle pareti in muratura consiste in un sistema di confinamento ("incamiciatura") di pareti in muratura dissestate, realizzato mediante due graticci in legno vincolati tra loro da tiranti in acciaio passanti attraverso la parete.

L'intervento è particolarmente indicato nei casi di pannelli murari spanciati per effetto di carichi eccessivi o in caso di separazione dei due paramenti costituenti l'involucro della muratura cosiddetta "a sacco". In Figura 4.88 è schematicamente rappresentata la condizione di dissesto descritta.

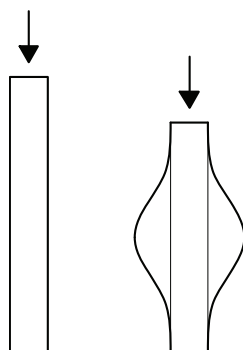


Figura 4.88 Tipico dissesto di pareti "a sacco" sovraccaricate.

Scopo dell'opera provvisoria, le cui fasi esecutive sono illustrate in Figura 4.89, è quello di migliorare le caratteristiche resistenti della muratura mediante azione di confinamento.

La scheda STOP IP è pensata esclusivamente per interventi su elementi in muratura di spessore non superiore a 80 cm, attesa la difficoltà esecutiva di fori (spesso in quota) su pareti più spesse. Eventuali estensioni del campo di applicazione della scheda dovranno essere valutate caso per caso.

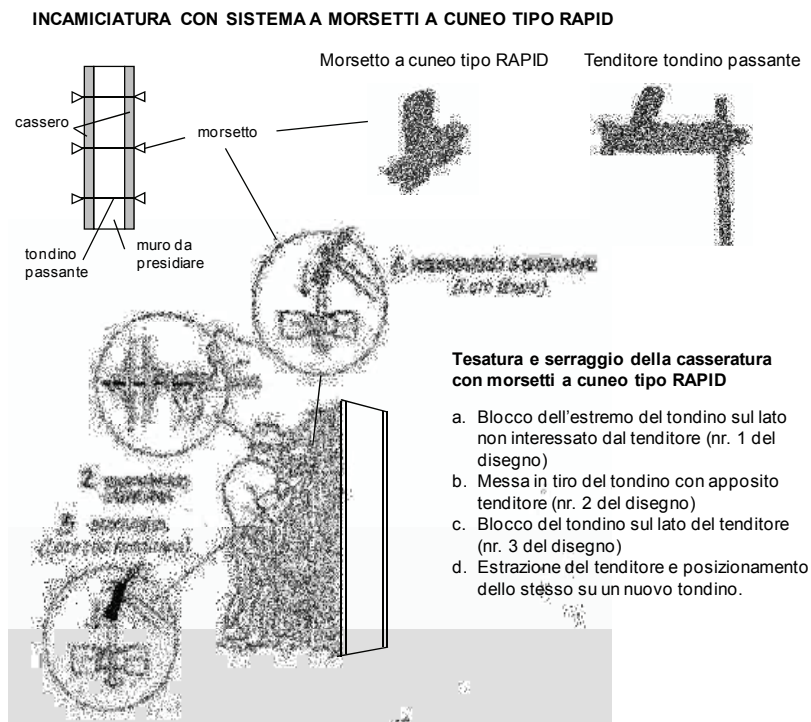


Figura 4.89 Descrizione sintetica delle fasi esecutive dell'incamiciatura di pareti.

4.9.2 Scelte progettuali

4.9.2.1 Soluzioni progettuali

Per le opere di incamiciatura è individuata la soluzione progettuale rappresentata in Figura 4.90.

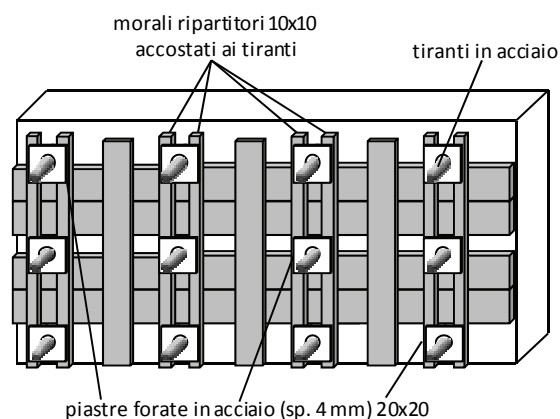


Figura 4.90 Soluzione progettuale per l'incamiciatura. L'opera consiste in due graticci in legno vincolati tra loro da tiranti in acciaio passanti attraverso la parete.

4.9.2.2 Schema di calcolo

La condizione di dissesto sopra descritta può essere schematizzata come in Figura 4.91, in cui si ipotizza uno spanciamiento (e) fuori piano della parete, equilibrato dai tiranti diffusi la cui azione, per effetto dei morali ripartitori, si può approssimare come un carico distribuito q .

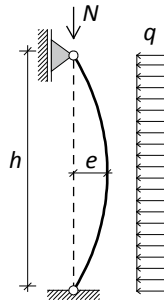


Figura 4.91 Schema di calcolo per la determinazione dell'azione sui tiranti di cucitura.

4.9.2.3 Materiali

Per i tiranti di cucitura si ipotizza l'impiego di barre FeB44k ($f_{yd} = 374 \text{ N/mm}^2$).

Si assume che la muratura sia costituita da elementi naturali caratterizzati da una scarsa resistenza a compressione e da malta di pessime caratteristiche meccaniche con una resistenza a compressione f_{bd} pari a 1.8 N/mm^2 .

4.9.3 Dimensionamento

Per il dimensionamento dell'incamiciatura si prendono a riferimento le indicazioni riportate in Furiuzzi et al. (2007) per la cucitura di pareti con chiodi metallici, in cui si suggerisce l'impiego di 4 barre $\varnothing 6$ o $\varnothing 8$ ogni metro quadrato circa.

La verifica del sistema di cucitura viene effettuata adottando lo schema di calcolo presentato al § 4.9.2.2.

Si ipotizza uno spanciamiento (e) massimo ammissibile di 3 cm per un'altezza h della parete pari a 2.5 m. Tale spanciamiento corrisponde ad un rapporto e/h pari a 1.2%.

L'azione normale agente sulla parete si suppone pari al massimo carico verticale che la stessa può sopportare in condizioni deformate; tale valore si determina ipotizzando che la parete sia composta da due paramenti murari di uguale spessore.

In riferimento alla Figura 4.92 si può calcolare l'azione normale N come:

$$N = f_{bd} \cdot s_m \cdot i_h \cdot \phi$$

con:

f_{bd} resistenza a compressione di progetto della muratura;

s_m spessore della muratura (Figura 4.92);

- i_h interasse orizzontale tra i tiranti di cucitura (Figura 4.92);
- ϕ coefficiente di riduzione della resistenza del materiale, come definito al § 4.5.6.2 delle NTC 2008.

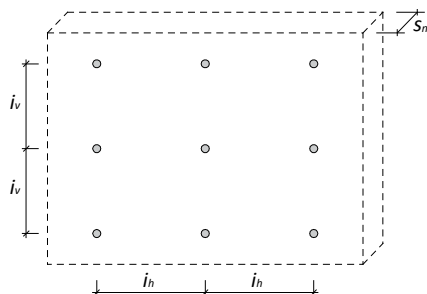


Figura 4.92 Posizionamento dei tiranti di cucitura e loro interassi.

Con riferimento alla Figura 4.91, imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto alla mezzeria della configurazione deformata del paramento murario, si ottiene l'espressione del carico stabilizzante q :

$$N \cdot e - q \cdot h^2 / 4 + q \cdot h^2 / 8 = 0 \quad \text{si ha:}$$

$$q = 8 \cdot e \cdot N / h^2$$

Come si può notare, il carico stabilizzante (q) che il sistema di incamiciatura deve fornire, decresce al crescere dell'altezza (h) del paramento, essendo fissata l'eccentricità (e).

Ipotizzando uno schema statico a trave continua su 5 appoggi (corrispondenti alle barre di cucitura posizionate con interasse verticale $i_v = 0.5$ m, su una parete alta 2.5 m), il tiro T_{max} sulla barra di cucitura maggiormente sollecitata, è pari a:

$$T_{max} = 1.143 \cdot q \cdot i_v$$

Il valore del tiro sulla barra viene utilizzato per dimensionare quest'ultima.

Per la verifica dei 2 morali affiancati ai tiranti si considera uno schema a trave su più appoggi caricata con il carico distribuito (q) precedentemente definito.

La verifica dei morali viene quindi effettuata a flessione e a taglio.

4.9.4 Esempio di calcolo

Di seguito si riporta la verifica a trazione del tirante in acciaio maggiormente sollecitato e le verifiche a flessione e taglio dei morali di ripartizione, per una parete muraria di spessore $s_m = 60$ cm costituita da due paramenti di spessore $s_p = 30$ cm (pari a metà dello spessore del muro).

La Tabella 1 della scheda STOP IP del Vademecum STOP propone, per una muratura con le caratteristiche sopra descritte, delle barre con diametro minimo pari a 8 mm.

Calcolo delle azioni

$$\lambda = h / s_p = 250 / 30 = 8.3$$

$$m = 6 \cdot e / s_p = 0.6$$

$\phi = 0.58$ (per interpolazione, da Tabella 4.44)

Tabella 4.44 Valori del coefficiente ϕ con l'ipotesi della articolazione a cerniera (tratto da tabella 4.5.III delle NTC 2008).

| Snellezza λ | Coefficiente di eccentricità $m = 6 e/t$ | | | | |
|------------------------|--|------|------|------|------|
| | 0 | 0.5 | 1.0 | 1.5 | 2.0 |
| 0 | 1.00 | 0.74 | 0.59 | 0.44 | 0.33 |
| 5 | 0.97 | 0.71 | 0.55 | 0.39 | 0.27 |
| 10 | 0.86 | 0.61 | 0.45 | 0.27 | 0.16 |
| 15 | 0.69 | 0.48 | 0.32 | 0.17 | --- |
| 20 | 0.53 | 0.36 | 0.23 | --- | --- |

$$N_{max} = f_{bd} \cdot s_m \cdot i_h \cdot \phi = (1.8 \cdot 0.6 \cdot 0.6 \cdot 0.58) \cdot 1000 = 376 \text{ kN}$$

$$q = 8 \cdot e \cdot N / h^2 = 14.4 \text{ kN/m}$$

$$T_{max} = 1.143 \cdot q \cdot i_v = 8.3 \text{ kN}$$

Verifica tiranti di cucitura ($\phi_{tirante} = 8 \text{ mm}$):

$$\sigma_{tiranti} = T_{max} / (\pi \cdot \phi_{tirante}^2 / 4) = 165 \text{ MPa} < f_{yd} = 373 \text{ MPa} \quad \text{VERIFICATO}$$

Verifica dei morali

La diffusione del tiro della barra è garantita da due morali ripartitori 10x10 con le seguenti caratteristiche minime:

$$f_{m,k} = 16 \text{ MPa}$$

$$f_{v,k} = 1.8 \text{ MPa}$$

$$K_{mod} = 0.55$$

$$\gamma_M = 1$$

$$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_M = 8.8 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M = 0.99 \text{ MPa}$$

$$A = 2 \cdot 100 \text{ cm}^2 \text{ area}$$

$$W_x = W_y = W = 2 \cdot 167 \text{ cm}^3 \text{ modulo resistente}$$

$$M_R = W \cdot f_{m,d} = 2.93 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ momento resistente}$$

$$T_R = A \cdot f_{v,d} / 1.5 = 13.3 \text{ kN} \text{ taglio resistente}$$

Dalla risoluzione dello schema statico di trave continua su 5 appoggi si ottengono le seguenti caratteristiche della sollecitazione massima.

$$M = q \cdot i_v^2 / 9.34 = 0.39 \text{ kN}\cdot\text{m} < M_R = 2.93 \text{ kN m} \quad \text{VERIFICATO}$$

$$V = 0.607 \cdot q \cdot i_v = 4.37 \text{ kN} < T_R = 13.3 \text{ kN} \quad \text{VERIFICATO}$$

Gli aspetti operativi

5.1 La sicurezza degli operatori

Durante la realizzazione di opere provvisorie o di demolizioni da parte di squadre del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco, la sicurezza degli operatori rappresenta un aspetto delicato e importante. Infatti, durante tali operazioni, i Vigili del Fuoco sono esposti ad ulteriori rischi derivanti proprio dalla criticità dello scenario in cui si trovano ad operare, per pericolo di caduta di elementi edilizi o di crollo anche parziale di fabbricati prospicienti le strade, a seguito di probabili scosse sismiche successive. Di conseguenza, le zone di intervento post sisma non possono essere considerate alla stessa stregua dei cantieri, ma sono da ritenersi vere e proprie aree operative, che richiedono una gestione riconducibile a quella adottata nelle operazioni di soccorso tecnico-urgente.

Una delle misure più determinanti per la mitigazione del rischio sul campo è, certamente, la riduzione dei tempi di permanenza del personale VVF nelle zone pericolose, ma ciò comporta una richiesta di maggiore attenzione, rispetto alle condizioni ordinarie di lavoro, dovuta alla maggiore rapidità con cui devono essere eseguite le operazioni necessarie. Il Vademecum STOP è stato studiato per rendere le opere provvisorie il più possibile modulari, consentendo agli operatori la costruzione dei singoli elementi in zona sicura, anche lontano dal punto in cui devono essere installati.

Le opere provvisorie non sono realizzate soltanto per mettere in sicurezza le costruzioni o per il ripristino della viabilità, ma anche per consentire di portare soccorso alle persone e per permettere il recupero dei beni. Il risultato immediato di tale attività è di permettere l'ingresso nelle zone più interne a personale delle Istituzioni (MiBAC, ecc.) o a ditte private e relativi lavoratori ordinari, rispettivamente per gli interventi di catalogazione e di restauro o di ristrutturazione.

Il rischio per il personale VVF impegnato per l'esecuzione delle opere provvisorie è stato gestito con l'emanazione di specifiche disposizioni interne e procedure di sicurezza emanate dal Nucleo NCP.

5.1.1 Procedure operative e di gestione della sicurezza degli operatori

Col fine primario di salvaguardare gli operatori VVF, il Nucleo di Coordinamento delle Opere Provvisorie ha predisposto fin dalle prime fasi di intervento una specifica *“procedura operativa per la realizzazione di opere provvisorie e demolizioni per la messa in sicurezza degli edifici in fase di emergenza sismica”*.

La procedura definisce il campo di applicazione, le esclusioni e la linea di comando e controllo per l'attuazione delle operazioni in condizioni di sicurezza. Sono ad esempio esclusi dai compiti dei VVF il trasporto di detriti e dei materiali di risulta alle discariche, in quanto tali operazioni richiedono mezzi e permessi specifici.

Nella procedura vengono assegnati i compiti del Direttore Tecnico dei Soccorsi (DTS) e del Responsabile Operativo del Soccorso (ROS), entrambi operanti sotto il coordinamento del NCP. Al DTS è, in particolare, affidato il compito di individuare

le aree operative e le figure professionali, in numero e specialità, necessarie per l'esecuzione in sicurezza di ogni singola opera da realizzare. Sempre al DTS è delegata l'individuazione di un responsabile per il controllo degli accessi e della viabilità nell'area operativa di intervento, nonché delle squadre mediche eventualmente necessarie per la sicurezza degli operatori. Al DTS sono altresì affidati i compiti di pianificazione delle operazioni da svolgere e di richiesta delle risorse umane, dei mezzi, delle attrezzature e dei materiali necessari.

Un altro adempimento cui deve provvedere il DTS è l'individuazione di eventuali criticità per la sicurezza degli operatori nella zona operativa di intervento ed i conseguenti provvedimenti. In questo rientra anche l'individuazione di zone sicure per il deposito del materiale necessario alla realizzazione delle opere e, come già accennato, per la realizzazione di singoli elementi delle opere provvisorie. In tali zone è peraltro possibile l'utilizzo di DPI (Dispositivi di Protezione Individuale) più leggeri (ad es. elmetto da cantiere) rispetto a quelli normalmente utilizzati dai VVF, con conseguente minore affaticamento del personale.

Alla figura del ROS vengono invece delegate la responsabilità in loco di tutte le operazioni di natura tecnica finalizzate al soccorso, la pianificazione di tutte le operazioni giornaliere da svolgere sulla base delle indicazioni del DTS e dei dati disponibili e il compito di relazionare a fine giornata al DTS sullo stato dei lavori.

Il ROS deve operare con le risorse umane e materiali di cui dispone, adeguando la logistica alle esigenze delle operazioni, secondo i criteri gestionali e operativi adottati negli interventi di soccorso tecnico urgente.

La procedura fornisce altresì indicazioni circa il "*Piano Operativo di intervento per la realizzazione di opere provvisorie e per le demolizioni*". In particolare, sulla base delle caratteristiche del luogo di intervento, il Piano Operativo deve contenere una planimetria riportante alcune indicazioni fondamentali, quali:

- il perimetro di sicurezza e le relative modalità di interdizione;
- il perimetro operativo;
- il numero e il tipo di mezzi VVF necessari, nonché il loro posizionamento;
- il numero, le qualifiche e le specializzazioni del personale VVF necessario, con indicazioni sul loro posizionamento nel corso delle operazioni, in relazione agli specifici compiti loro affidati;
- eventuali posti di soccorso medico, da concordare con il responsabile VVF della funzione sanità, in relazione al personale e ai mezzi da impiegare;
- il perimetro di sicurezza e relativo posizionamento delle postazioni per il controllo degli accessi, da concordare con il responsabile della Pubblica Sicurezza o dei Vigili Urbani, da definire in relazione alle caratteristiche della viabilità locale.

La procedura contiene inoltre le "*istruzioni operative*", costituenti un vero e proprio memorandum per i funzionari chiamati ad applicarle. Tali istruzioni:

- definiscono i rapporti e gli accordi da instaurare prima dell'inizio delle operazioni con il personale interno e con quello esterno al CNVVF;

- indicano come limitare al minimo necessario il numero degli addetti presenti nelle zone delle operazioni;
- rammentano che è necessario individuare appositi DPI per ogni operazione e che questi devono essere utilizzati dal personale;
- forniscono criteri per definire il posizionamento dei mezzi;
- prevedono il contatto radio tra ROS ed operatori durante i lavori in quota;
- indicano il ROS come unico responsabile per l'accesso alle aree operative con conseguente potere autorizzativo;
- forniscono elementi per la redazione dei rapporti giornalieri e la gestione delle comunicazioni tra ROS e DTS (ad esempio avvenuta messa in sicurezza, autorizzazione all'accesso);
- definiscono i criteri per l'impiego di personale munito di specifica formazione o esperienza professionale.

La procedura tratta poi delle *“operazioni condotte congiuntamente a personale SAF”* da parte del personale VVF generico, richiamando l'applicazione anche delle procedure specifiche di sicurezza (manuali operativi ecc.) della componente specialistica SAF. Vale la pena ricordare che la sigla SAF è acronimo di Speleo-Alpino-Fluviale, specialità introdotta nei Vigili del Fuoco con quattro livelli operativi. Il livello base è acquisito da tutti i Vigili del Fuoco durante la formazione iniziale o successivamente presso i Comandi, mentre i livelli superiori richiedono la frequenza ed il superamento di specifici corsi, secondo propedeuticità predefinite.

L'utilizzo di personale SAF è indispensabile per ridurre ulteriormente il rischio delle operazioni; lavorando in sospensione sopra i fabbricati lesionati è infatti possibile operare fuori dalle traiettorie di caduta di eventuali elementi edilizi.

È inoltre affrontato il problema delle *“operazioni condotte congiuntamente a personale e mezzi di ditte private”*, per le quali è previsto che il personale VVF acquisisca una dichiarazione resa dal responsabile della ditta fornitrice dei mezzi, attestante il rispetto delle vigenti norme in materia di tutela della salute e sicurezza nei luoghi di lavoro (la procedura contiene uno specifico modello). Qualora il personale VVF utilizzi mezzi privati (noleggio a freddo) è previsto che detto personale acquisisca preventivamente, dal proprietario o responsabile del mezzo, informazioni sulle modalità di impiego e sui limiti operativi del mezzo, nonché sui rischi specifici connessi al suo uso. Tale adempimento è facilitato da un apposito modello allegato alla procedura.

Il personale VVF incaricato della conduzione del mezzo deve essere individuato tra coloro che abbiano conseguito apposita formazione ovvero che abbiano maturato esperienza professionale nella conduzione della particolare tipologia del mezzo.

La procedura termina con l'indicazione di *“ulteriori compiti del ROS”*, quali:

- indicare agli eventuali operatori terzi presenti sul luogo dell'intervento le zone interdette agli stessi ai fini della loro sicurezza;

- attuare i provvedimenti ritenuti necessari al fine di evitare o comunque ridurre i rischi da interferenze tra il personale del CNVVF e gli operatori terzi presenti nel luogo dell'intervento;
- attuare le procedure operative e generali di sicurezza, emanate dal Nucleo Coordinamento Opere Provvisorie (NCP).

5.1.2 Modalità di impostazione e di gestione degli interventi

Come si è detto nel paragrafo 5.1, le operazioni di realizzazione delle opere provvisorie in emergenza sismica, pur avendo caratteristiche simili a quelle di un cantiere, sono concepite e gestite come intervento di soccorso tecnico urgente. Questo trova riscontro nella nota n. 4060/5001 del 27.05.2009 del Ministero dell'Interno – Dipartimento dei Vigili del Fuoco Soccorso Pubblico e Difesa Civile – Ufficio Dirigente Generale Capo del CNVVF, dove si specifica che un luogo dove il personale VVF opera per la realizzazione di un'opera provvisoria o per un intervento di demolizione, non rientra nel campo d'applicazione del Titolo IV (Cantieri Temporanei o Mobili) del Decreto Legislativo 9 aprile 2008 n. 81 e s.m.i.. In particolare, l'area di intervento dei VVF è da considerarsi area operativa riservata, ai sensi dell'art 13 comma 3 del D.Lgs 81/2008; pertanto, al suo interno, il personale VVF deve adottare le misure di tutela della salute e della sicurezza emanate dal CNVVF in materia di formazione, addestramento, efficienza psicofisica, impiego dei dispositivi di protezione individuali e dei mezzi e attrezzature di soccorso predisposte per lo specifico impiego. A tal fine possono essere adottati uno o più degli strumenti appositamente predisposti: manuali addestrativi, procedure operative standard, corsi di base, di qualificazione, di specializzazione e disposizioni interne.

Nelle aree operative riservate, inoltre, la vigilanza sul rispetto della legislazione vigente in materia di tutela della sicurezza e salute nei luoghi di lavoro viene svolta esclusivamente dai servizi sanitari e tecnici dell'Ufficio Centrale Ispettivo del Dipartimento Vigili del Fuoco ai sensi dell'art 13 comma 1 bis del D.Lgs 81/2008.

Per mitigare il rischio da interferenze nel caso di operazioni effettuate congiuntamente a personale e mezzi di ditte private, la già richiamata Procedura NCP e la relativa nota ministeriale prescrivono che il Responsabile delle Operazioni di Soccorso dei Vigili del Fuoco adotti idonei provvedimenti atti ad evitare che il personale delle ditte esterne venga esposto a pericoli e acceda in aree interdette, in relazione allo specifico incarico per il quale lo stesso è chiamato ad operare.

5.2 La gestione del materiale

5.2.1 Disponibilità del materiale in emergenza

La ricerca dei prodotti e la relativa consegna in tempi accettabili, in un mercato in situazione di emergenza dovuta a grande calamità qual è stato il sisma abruzzese dell'aprile 2009, sono operazioni che presentano spesso rilevanti criticità.

La principale difficoltà è costituita dalla scarsa disponibilità dei materiali ed attrezzature, in quanto i fornitori locali del settore edile ancora in grado di operare sono oberati da numerosissime richieste di grandi quantità di prodotti estremamente differenziati, data la varietà di modalità realizzative adottate dai diversi soggetti che agiscono sul territorio colpito.

In genere i fornitori locali non riescono a far fronte alle richieste se non in una seconda fase, dopo aver adeguato sia la propria organizzazione interna che i rapporti nei confronti dei fornitori primari (produttori) alle necessità contingenti del mercato.

Solitamente, quindi, una calamità nazionale mette in seria difficoltà tutto il sistema del mercato del territorio coinvolto, comprensivo di industrie produttrici e di rivenditori, che riesce a dare risposte adeguate solo dopo alcune settimane dall'evento.

L'indisponibilità del materiale costringe, a volte, le squadre degli operatori, già presenti sul posto, ad un'attesa inoperosa prima dell'inizio dei lavori.

Nelle precedenti calamità, ad esempio, i Vigili del Fuoco furono costretti a provvedere direttamente al ritiro del materiale necessario presso i rivenditori e a trasportarlo in "area di intervento", con evidente spreco di un'importante quota delle risorse a disposizione.

5.2.2 Procedure adottate per l'approvvigionamento

Al termine della prima fase dell'emergenza che è seguita al terremoto del 6 aprile 2009, relativa al soccorso alle persone ed alla ricerca dei dispersi, è iniziata una massiccia azione per la messa in sicurezza degli edifici danneggiati attraverso l'esecuzione di opere provvisorie, che ha interessato, inizialmente, soprattutto il patrimonio artistico culturale (chiese e palazzi) danneggiato dal sisma.

Per evitare le problematiche legate alle difficoltà di reperimento del materiale il Nucleo NCP, sin dalla sua istituzione, ha agito su due fronti:

- nella standardizzazione delle opere con possibilità di produrre facilmente il computo del materiale a piè d'opera;
- nell'organizzazione del sistema di approvvigionamento del materiale da parte dei Vigili del Fuoco.

Per quanto riguarda la standardizzazione sono state elaborate le schede tecniche STOP delle opere provvisorie, nelle quali la soluzione progettuale da realizzare è

individuata a partire dal tipo di dissesto rilevato e delle specificità geometrico-dimensionali, costruttive e di contesto dell'edificio da mettere in sicurezza.

Una volta definita la tipologia e l'estensione dell'opera, è possibile elaborare il computo dei materiali e delle attrezzature necessarie per effettuare i lavori e quindi provvedere al loro approvvigionamento per allestire l'"area di intervento".

Per quanto riguarda l'approvvigionamento è stata definita una specifica procedura finalizzata a razionalizzare e a uniformare l'acquisizione di materiali e attrezzature necessarie all'effettuazione delle opere, nel rispetto delle modalità d'acquisto in via di "somma urgenza" indicate dal Dipartimento della Protezione Civile.

Tale procedura distingue tra interventi di messa in sicurezza:

- su beni ordinari non tutelati;
- su beni culturali pubblici tutelati;
- su beni culturali privati tutelati.

Per le opere realizzate dai Vigili del Fuoco, la Funzione Materiali e Mezzi della DICOMAC ha incaricato un "Esecutore Contrattuale" (EC) al rilascio delle autorizzazioni per le forniture del materiale necessario presso le ditte fornitrici già preventivamente individuate dalla DICOMAC.

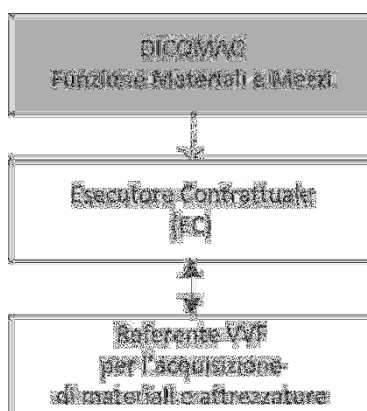


Figura 5.1 Organizzazione amministrativa per l'approvvigionamento dei materiali da parte dei VVF.

Per ridurre il numero di interlocutori, sono stati individuati, presso il Comando provinciale VVF dell'Aquila ed i Campi Base del cratere, i "Referenti per l'acquisizione di materiali ed attrezzature", con funzione di collegamento e raccordo tra le esigenze avanzate dai Responsabili delle operazioni (ROS) e l'EC.

Tali Referenti, utilizzando apposita modulistica, hanno curato tutti gli aspetti amministrativo contabili per il prelevamento del materiale presso i fornitori, per il trasporto in "area di intervento" e per il recupero del materiale non utilizzato, compresa la gestione delle bolle di consegna, la fatturazione, la dichiarazione di regolare fornitura, ecc.

Una volta verificata la conformità della fornitura, le ditte inoltravano le fatture per il pagamento, tramite DICOMAC, al Dipartimento della Protezione Civile presso la Presidenza del Consiglio dei Ministri.

5.2.2.1 Interventi di messa in sicurezza su beni ordinari non tutelati

La funzione di EC per opere su edifici non sottoposti a vincolo è stata svolta, in una prima fase dal Dirigente del NCP presso la Direzione Abruzzo e, a partire dal 11.05.2009, in via definitiva, da un funzionario tecnico del Comando dell'Aquila.

L'EC, oltre alle normali operazioni di riscontro amministrativo contabile, ha avuto un importante ruolo di riferimento per la gestione complessiva dei materiali, creando utilissimi magazzini temporanei, sia presso il Comando dell'Aquila sia, in forma più limitata, presso i Campi Base; tali strutture detenevano materiale edile di vario genere a perdere (travi in legno, funi in acciaio, cemento, resine, guanti, martelli, chiodi e viti, ecc), nonché ogni tipo di attrezzatura di lavoro da restituire dopo l'impiego (avvitatori, tassellatori, flessibili, motoseghe, saldatrici, ecc.).

Presso i magazzini le squadre hanno trovato immediate risposte a gran parte delle loro esigenze e lì sono stati riconsegnati i materiali non utilizzati o gli "sfridi" di lavorazione ancora lavorabili.

Un'apposita disposizione è stata emanata dal nucleo NCP per una corretta gestione del materiale residuale, al fine di garantire allo stesso tempo la sicurezza e la sistemazione dei luoghi al termine dell'intervento, attraverso la pulizia e il recupero del materiale non posto in opera.

È stato previsto, inoltre, che il ROS si potesse avvalere del supporto del Centro Operativo Misto o dell'acquisto diretto dei mezzi e materiali da parte del Sindaco del comune interessato, per la fornitura di mezzi e materiali presso le ditte individuate dalla DICOMAC.

In alcune località sono stati proprio i Sindaci a procurare i materiali e le attrezzature per la realizzazione delle opere da parte delle squadre dei Vigili del Fuoco, con evidente beneficio complessivo per le operazioni.

5.2.2.2 Interventi di messa in sicurezza su beni culturali pubblici tutelati

In questi casi gli acquisti sono stati autorizzati dall'EC della funzione MiBAC presso DICOMAC; la figura di "Referente" VVF, interlocutore dell'EC, è stata rivestita dal personale del Comando VVF di Ferrara, nella postazione fissa costituita dall'Unità di Crisi Locale (UCL) e dal tendone in Piazza Duomo nel centro dell'Aquila.

Il ruolo di collegamento svolto da tali referenti (a parte l'autorizzazione agli acquisti) è stato simile a quello del Consegretario del Comando dell'Aquila, con una particolare attenzione alla gestione di attrezzature impiegate dalle squadre SAF (Speleo-Alpino-Fluviale). La gran parte degli interventi sui beni culturali hanno richiesto infatti l'adozione di tecniche di derivazione SAF.

Il limitato numero degli incaricati, tutti di un solo Comando, nonché la puntuale ed efficiente organizzazione del magazzino temporaneo allestito nei pressi del tendone di fronte alla chiesa delle "Anime Sante", hanno ottimizzato

l'approvvigionamento dei materiali richiesti, che erano spesso già disponibili in tempo reale.

Oltre ad una vastissima varietà di prodotti ed attrezzature presenti in magazzino, di estrema utilità si è rivelata la predisposizione di 16 kit di attrezzature (uno per nucleo regionale), ognuno dei quali conteneva, all'interno di due pratici cassoni contenitori, quanto necessario per effettuare un intervento ordinario da parte di una squadra di 7/8 unità SAF.

5.2.2.3 Interventi di messa in sicurezza su beni culturali privati tutelati

In termini di finanziamento, questi interventi non sono stati considerati prioritari rispetto a quelli da effettuare su beni pubblici e vincolati: pertanto gli oneri dell'acquisto e dell'approvvigionamento dei materiali necessari sono rimasti a carico dei proprietari privati, fatta salva la eventuale possibilità del Sindaco di provvedere all'acquisto diretto.

5.2.2.4 Mezzi ed attrezzature speciali

In molti edifici, caratterizzati da rilevanti dimensioni in altezza o con difficoltà di accesso, ad esempio nelle grandi chiese o nei complessi monumentali, è stato necessario operare con mezzi speciali che garantissero particolari prestazioni di portata e sbraccio, ben superiori a quelle delle ordinarie autoscale ed autogru dei Vigili del Fuoco.

In tali casi il ROS, quasi sempre appartenente alle squadre SAF, ha potuto inoltrare la richiesta per le vie brevi, tramite l'UCL Ferrara, alla Funzione Beni Culturali della DICOMAC, che ha prontamente provveduto al reperimento presso aziende private, gli automezzi più idonei allo scopo.

5.2.3 Miglioramenti conseguiti

L'adozione delle procedure sopra descritte, riassunte in Figura 5.2, ha prodotto, rispetto alle passate esperienze, i benefici di:

- snellire ed uniformare i procedimenti amministrativi per l'acquisizione dei materiali, con la risoluzione delle piccole criticità per le vie brevi, grazie alla presenza di pochi interlocutori;
- uniformare il materiale da utilizzare, grazie anche alla previsione dei prodotti da impiegare secondo i dettami delle schede standardizzate ("STOP");
- rendere rapidi gli acquisti, anche per la preventiva individuazione delle ditte fornitrici, evitando il ricorso a dispendiose indagini di mercato;
- consegnare direttamente sul posto il materiale, per le forniture più rilevanti;
- realizzare economie di scala grazie agli acquisti "centralizzati", che nel tempo hanno consentito la creazione di una sorta di magazzino, con evidente risparmio nella gestione dei materiali;

- disporre di un'ampia ed immediata disponibilità di materiali e di numerose attrezzature, presso i magazzini temporanei allestiti che hanno razionalizzato, tra le altre cose, la gestione del materiale non utilizzato nelle opere completate.

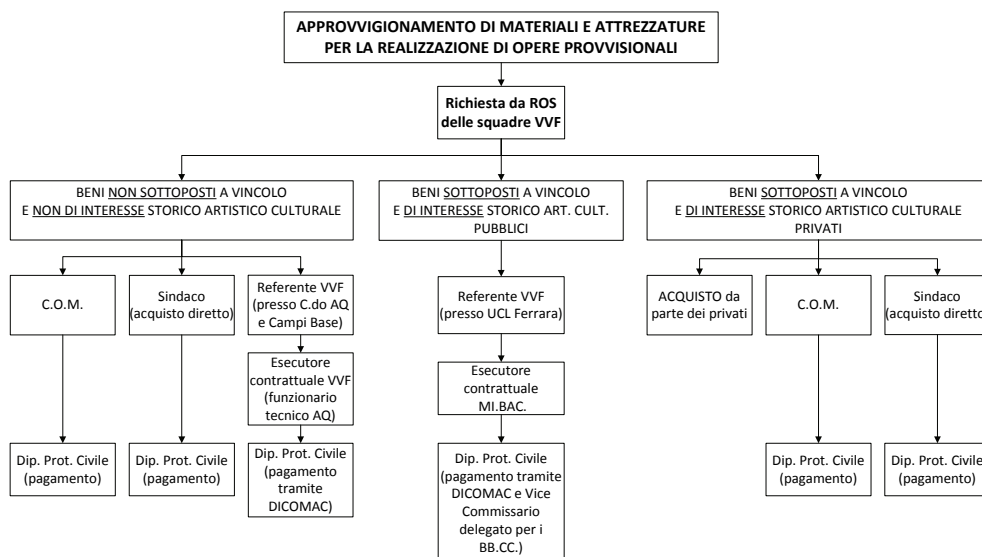


Figura 5.2 Organigramma delle procedure adottate per l'acquisizione di materiali e attrezzature in funzione della tipologia dei beni.

5.3 La messa a punto di risposte organizzative pre-strutturate: il “carro opere provvisionali”

Nel seguito viene descritto l’allestimento sperimentale di un “carro opere provvisionali” messo a punto dai Comandi provinciali dei Vigili del Fuoco di Alessandria e Vercelli, in collaborazione con l'Area II della Direzione centrale per l'Emergenza e il Soccorso Tecnico. Tale prototipo ha consentito di definire le dotazioni standard per la realizzazione delle opere provvisionali previste nel Vademecum STOP, con riferimento all’attività di dieci operatori VVF impegnati sullo scenario d’intervento.

La attrezzature sono state pensate per essere caricate entro casse di contenimento pallettizzabili da trasportare in apposito container scarrabile da 6 metri ovvero in container aviotrasportabile.

5.3.1 Attrezzature

Di seguito, vengono descritte le attrezzature in dotazione del “carro opere provvisionali”, indicando campo di utilizzo e suggerimenti per la scelta, in funzione delle specifiche esigenze del Corpo Nazionale.

Motogeneratore silenzioso

Utilizzato per alimentare gli utensili di tipo elettrico. Si ritiene che una potenza di 4 kW possa essere sufficiente tenuto conto, peraltro, della non contemporaneità di utilizzo delle attrezzature in dotazione.

La scelta fra le diverse attrezzature presenti sul mercato si è orientata verso modelli in possesso delle seguenti caratteristiche:

- peso contenuto. Si è deciso di non eccedere i 50 kg, in modo da poterlo rendere trasportabile da due persone;
- alimentazione a benzina al fine di ridurre il peso del motore e la relativa emissione sonora;
- silenziosità, in modo da assicurare maggiore comfort e sicurezza al personale impegnato nelle operazioni di soccorso.



Figura 5.3 Motogeneratori silenziosi.

5.3 – La messa a punto di risposte organizzative pre-strutturate:
il “carro opere provvisionali”

Si sono preferiti gruppi con tecnologia inverter collegabili in parallelo in modo da ottenere un sistema maggiormente affidabile che consenta di raggiungere le potenze richieste con apparecchiature più piccole e maneggevoli. A tal fine si sono ritenuti utili gruppi singoli da 2 kW e peso intorno ai 20 kg.

Sega multiuso elettrica

Tale attrezzo risulta particolarmente indicato per la realizzazione degli incastri nei puntelli in legno. A differenza delle tradizionali motoseghe, infatti, consente una maggiore precisione e il costante controllo dell’avanzamento del taglio, con la possibilità di preselezionare il numero di giri.



Figura 5.4 Sega multiuso elettrica.

Fra gli altri vantaggi, il sistema SDS (*Steck-Dreh-Sitz*, inserire-ruotare-fissare) permette una più rapida sostituzione della lama senza utensili, ha un’impugnatura supplementare orientabile e spostabile lateralmente per segare vicino al bordo, caratteristica che la rende adatta anche ai mancini.

La sega assorbe 1600 W e pesa 5.2 kg. La lunghezza della barra è di 350 mm consentendo in tal modo di realizzare tutti i tagli previsti dalle schede STOP, tenuto conto delle dimensioni dei profili ipotizzate. Tuttavia se ne consiglia l’utilizzo su elementi lignei di spessore fino a 13 cm.

Motosega lama cm 30 e cm 50

Adatta per l’esecuzione di tagli estesi all’intera sezione degli elementi in legno.



Figura 5.5 Motoseghe.

Le motoseghe si prestano anche per la realizzazione degli incastri nei puntelli, ma richiedono maggiore precisione e manualità da parte dell’operatore.

Sega a catena per carpenteria

Per la realizzazione di intagli in elementi lignei di spessore superiore ai 13 cm, si è scelta una sega a catena che consente elevate prestazioni, grazie al motore da 280 W. La sega dispone di un supporto inclinabile e regolabile in modo continuo su entrambi i lati fino a 60° e di lubrificazione automatica della catena. Il peso è di circa 16 kg.



Figura 5.6 Sega a catena per carpenteria.

Smerigliatrici angolari a disco per acciaio e pietra

Utilizzate per tagli di materiali metallici quali, ad esempio, i picchetti e/o per la rifinitura delle superfici tagliate. Assorbimento elettrico massimo 2400 W.

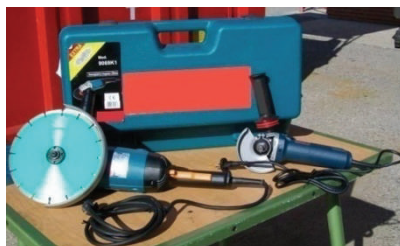


Figura 5.7 Smerigliatrice angolare.

Trapano tassellatore a batteria

Utilizzato in tutti i casi in cui è necessario forare le murature o preforare elementi lignei. L'alimentazione a batteria (preferibilmente al Litio), seppur maggiormente onerosa in fase di acquisto, consente di superare le criticità legate alla mancanza di punti di presa, situazione ricorrente soprattutto nell'esecuzione dei lavori in quota.

5.3 – La messa a punto di risposte organizzative pre-strutturate:
il “carro opere provvisionali”



Figura 5.8 Trapano tassellatore.

Tabella 5.1 Caratteristiche tecniche consigliate per trapani tassellatori.

| Caratteristica | Valore |
|-----------------------|--|
| Capacità del foro | calcestruzzo Ø 26 mm legno Ø 32 mm metallo Ø 13 mm |
| Energia del colpo | 3.0 J |
| Velocità a vuoto | 0÷1200 g/min |
| Colpi al minuto | 0÷4800 |
| Peso (Normativa EPTA) | 4.5 kg |

Trapano avvitatore a batteria

Necessario per la realizzazione di collegamenti mediante viti. La maneggevolezza ed il peso contenuto, oltre alla mancanza di cavi di alimentazione, rendono più agevole il lavoro degli operatori. Nella scelta fra i diversi modelli in commercio si è fatto riferimento ai valori di coppia di serraggio, preferendo attrezzi con valori dell’ordine di 60 Nm in materiale rigido e 30 Nm in materiale elastico.



Figura 5.9 Trapano avvitatore.

Trapano a percussione elettrico

Per consentire lavorazioni al banco ed avere un secondo utensile disponibile, tanto per forare quanto per avvitare, la dotazione è stata implementata con un trapano perforatore elettrico.

L’assorbimento è di 800 W con un’energia del colpo di 3 J ed una massa di poco superiore a 2 kg. Dispone inoltre di mandrino auto serrante e sistema SDS-plus.



Figura 5.10 Trapano a percussione elettrico.

Martello demolitore elettrico

Indispensabile per poter demolire porzioni di muratura nel caso di incassi di puntelli ovvero per la demolizione di pavimentazioni per la successiva infissione di picchetti metallici. Il martello è anche utile per l'infissione dei picchetti per il blocco al piede dei puntelli di ritegno, in sostituzione della consueta e più faticosa mazza.

La scelta di un demolitore elettrico in sostituzione dei modelli a scoppio trova giustificazione nel minor peso, a condizione di scegliere modelli in grado di offrire prestazioni paragonabili.



Figura 5.11 Martello demolitore elettrico.

Demolitori di questo tipo hanno assorbimenti nell'ordine di 2000 W e peso intorno ai 30 kg. Caratteristica di riferimento per gli acquisti è stata la frequenza di colpi, con valori non inferiori 1100 colpi/min.

Troncatrice per legno

La possibilità di eseguire tagli di precisione e con inclinazioni prestabilite, unite alla facilità di utilizzo, rendono la troncatrice estremamente utile per la lavorazione del legno. Fra i diversi modelli presenti sul mercato si è scelto un modello radiale dotato di marcatore laser che unisce al classico movimento verticale anche lo scorrimento in orizzontale, facilitando le operazioni di taglio.

I valori caratteristici per la scelta del modello sono essenzialmente riferiti alle altezze massime di taglio. A tal fine, valori di 50 mm in modalità sega da banco e 100 mm in modalità troncatrice, sono ritenuti congrui con le sezioni previste nelle schede STOP. La potenza assorbita è di circa 1600 W.

5.3 – La messa a punto di risposte organizzative pre-strutturate:
il “carro opere provvisionali”

Figura 5.12 Troncatrice per legno.

Sega circolare e ad immersione

Questo tipo di sega consente sia tagli normali che ad immersione. Il peso contenuto la rende estremamente maneggevole, ad esempio per l'esecuzione di lavori in quota.

In funzione del tipo di lama scelta, la sega può essere utilizzata oltre che per il legno, anche per laminati, profilati in plastica, alluminio, rame, ottone.

Caratteristica tecnica rilevante è la potenza della macchina (almeno 1200 W) oltre che la profondità di taglio, per la quale si ritiene utile un valore minimo di 50 mm .

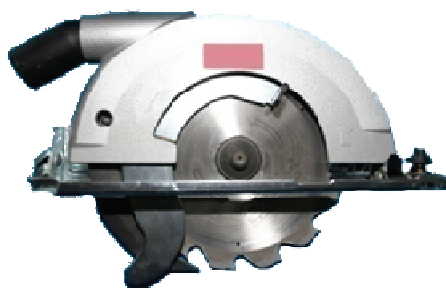


Figura 5.13 Sega circolare.

Troncatrice per metalli

Particolarmente adatta per la troncatura rapida e precisa di acciaio, metalli non ferrosi, profilati in ferro e ghisa, ecc. È inoltre dotata di un dispositivo di serraggio rapido con regolazione in continuo dell'angolo di taglio fino a 45°.



Figura 5.14 Troncatrice per metalli.

Il modello scelto ha una potenza nominale assorbita di 2.1 kW e consente tagli di dimensione massima fino a 65 mm per acciaio in barre, 120 mm per tubi, 120x130 mm per acciaio profilato. Il peso è di circa 17 kg.

Segatrice a nastro

Le segatrici a nastro consentono tagli maggiormente accurati delle troncatrici, evitando peraltro la proiezione di frammenti incandescenti.

La potenza richiesta è nell’ordine di 1200 W, con possibilità di taglio a 45° e 90°. La scelta si è orientata verso un modello con altezza di taglio fino a 100 mm e possibilità di regolazione della velocità.



Figura 5.15 Segatrice a nastro.

Saldatrice ad inverter

Le saldatrici con la tecnologia ad inverter sono indispensabili in tutte le attività dove siano richiesti ingombro ridotto, basso consumo, versatilità di impiego e semplicità di utilizzo.



Figura 5.16 Saldatrice ad inverter.

La saldatrice può essere utilizzata con motogeneratori, avendo cura di portare a regime il gruppo e, successivamente, collegare l’impianto.

L’unità di saldatura è maneggevole grazie al peso ridotto (di norma intorno ai 5 kg) e alle dimensioni contenute. Il modello scelto ha una bassa potenza assorbita (inferiore a 3 kW) in modo da risultare compatibile con i motogeneratori del carro opere provvisionali.

5.3 – La messa a punto di risposte organizzative pre-strutturate:
il “carro opere provvisionali”**Motosaldatrice**

La motosaldatrice costituisce una valida alternativa alle saldatrici ad inverter, consentendo di essere totalmente indipendenti dalla disponibilità di corrente elettrica e fornendo altresì una corrente ausiliaria utile all'alimentazione degli utensili.

Il modello scelto ha un peso secco di 105, con un motore a benzina 4 tempi in grado di fornire fino a 155 A per la saldatura in corrente continua e alimentazione ausiliaria per una potenza di 6 kVA in corrente trifase ovvero 4 kVA in corrente monofase.



Figura 5.17 Motosaldatrice.

Compressore

Un compressore con serbatoio da 20/25 litri si ritiene possa essere utile per la pulizia delle attrezzature. L'assorbimento è di circa 1 kW.



Figura 5.18 Compressore.

Paranco manuale

Il paranco consente non solo il sollevamento di materiali e attrezzature ma anche la trazione dei cavi d'acciaio, agevolandone la fase di ancoraggio.

Il modello scelto ha una portata di 500 kg con un peso inferiore a 3 kg. Quest'ultima caratteristica rende questo attrezzo estremamente utile durante la realizzazione di lavori in quota che, con il tradizionale “tirfor”, risulterebbero piuttosto disagiati.



Figura 5.19 Paranco manuale.

Taglia-piega tondini

Questo utensile, di tipo portatile, consente la realizzazione delle cambre in sito, svincolandosi dunque dalla disponibilità commerciale.

La macchina è particolarmente leggera (17 kg) e compatta, specificatamente studiata per ridurre l'affaticamento e i tempi di lavoro.

Consente di piegare i tondini scegliendo l'angolo di inclinazione della piega ed è equipaggiata di un sistema di sicurezza per evitare l'inceppamento del tondino.

La macchina lavora anche da taglia-tondini, fino a un massimo di 16 mm di diametro ed è concepita con foro per eventuale fissaggio a banco.

L'assorbimento è di 510 W.



Figura 5.20 Taglia-piega tondini.

5.3 – La messa a punto di risposte organizzative pre-strutturate:
il “carro opere provvisionali”**Attrezzature a completamento del carro opere provvisionali**

Nel seguito si riporta un elenco di attrezzature di uso comune che completano la dotazione del carro, indispensabili per la realizzazione di opere provvisionali:

Foratura

- n. 4 serie punte trapano 1/13 mm (metallo)
- n. 4 punte per cemento armato mm 16,20,22,26
- n. 2 punte per martello demolitore

Misurazione e predisposizione tagli

- n. 1 squadra con cappello
- n. 2 squadre a geometria variabile
- n. 10 metri a nastro
- n. 5 rotelle metriche
- n. 4 livelli varie misure
- n. 2 filo a piombo
- n. 1 misuratore laser

Materiale elettrico

- n. 1 rotolo nastro isolante
- n. 2 lampade portatili a led con caricabatteria
- n. 1 presa tripla CE
- n. 6 prolunghe elettriche da 15 m
- n. 1 prolunga elettrica da 5 m
- n. 1 forbici da elettricista

DPI e attrezzature di sicurezza

- n. 10 caschetti con mentoniera
- n. 10 nastri segnaletici
- n. 1 scatola guanti monouso
- n. 3 paia di occhiali di sicurezza
- n. 1 scatola di mascherine antipolvere
- n. 4 cartelli segnaletici pericolo
- n. 2 supporti e 2 basi cartellonistica
- n. 2 estintori
- n. 1 cassetta primo soccorso
- n. 2 cuffie antirumore
- n. 1 maschera per saldature

Attrezzature per taglio

- n. 10 lame ricambio seghetto da ferro
- n. 2 scatole dischi per mola
- n. 10 lame per sega a nastro da ferro
- n. 2 dischi diamantati per smerigliatrici
- n. 1 taglierino
- n. 1 seghetto
- n. 2 seghe legno da cantiere
- n. 1 seghetto da ferro

5.3 – La messa a punto di risposte organizzative pre-strutturate:
il “carro opere provvisionali”

Attrezzature edili in genere

| | |
|--------------------------------|--|
| n. 2 mazze | n. 1 chiave inglese da 200 mm |
| n. 2 picconi | n. 8 chiavi fisse |
| n. 3 pale | n. 1 paranco portata 1500 kg |
| n. 2 leverini | n. 1 affilalama elettrico |
| n. 5 secchielli da muratore | n. 10 martelli carpentiere |
| n. 2 cazzuole | n. 5 mazzette da muratore |
| n. 2 carriole | n. 5 piccozzini VVF |
| n. 10 tenaglie da carpenteria | n. 2 cazzuole da muratore |
| n. 10 portautensili da cintura | n. 2 chiavi per ponteggi mm 21/22 |
| n. 1 scalpello | n. 2 chiavi a stella 21/22 |
| n. 1 forbice | n. 1 chiave motosega |
| n. 1 pinza | n. 1 pinza a grip |
| n. 1 tronchesino per cavi | n. 1 banco pieghevole con morsa |
| n. 1 pinza pappagallo | n. 1 pinza becco lungo |
| n. 1 set brugole | n. 14 morsetti da falegname misure varie |
| n. 1 lima | |

Materiale di consumo

| |
|-------------------------------------|
| n. 2 taniche da 20 l per carburante |
| n. 1 kg di olio per catena motosega |
| n. 1 tanica 5 kg di olio per catena |
| n. 2 matasse di ferro per legature |
| n. 1 matassa ferro filato |
| n. 2 bombolette vernice spray |

Attrezzature per avvitatura

| |
|-----------------------------|
| n. 4 kit inserti avvitatore |
| n. 3 cacciaviti a stella |
| n. 5 cacciaviti a taglio |

Attrezzature per saldature

| |
|--------------------------------|
| n. 4 scatole elettrodi |
| n. 1 martelletto per saldature |
| n. 1 spazzola |

Attrezzature in caricamento standard

| |
|-----------------------|
| n. 1 “sacca pompiere” |
|-----------------------|

5.3.2 Ferramenta

Nel seguito si riporta una rassegna, indicativa e non esaustiva, su minuteria e ferramenta indispensabili per realizzazione di opere provvisionali.

Chiodi

I chiodi vengono utilizzati per il fissaggio sia temporaneo che permanente di elementi lignei. Per l'utilizzo previsto nelle schede STOP, si ritengono utili chiodi in ferro con testa piana, in modo da renderli più facilmente estraibili in caso di necessità.

Si ricorda che la designazione fa riferimento al valore dello spessore e della lunghezza espressi in mm.



Figura 5.21 Chiodo in ferro lucido.

Viti

Le viti vengono identificate con un codice che ne fornisce le caratteristiche geometriche. Ad esempio, 8x160 indica una vite con diametro esterno della filettatura di 8 mm e lunghezza di 160 mm (da non confondere con il valore del passo del filetto).

Altro elemento fondamentale delle viti è la testa, che racchiude tutte le informazioni indispensabili per conoscere l'esatta tipologia di fissaggio impiegato.



Figura 5.22 Vite per legno.

Essendo infatti l'unica parte che rimane accessibile durante la vita della struttura, su di essa sono riportati il marchio e la lunghezza che permettono di risalire alla profondità di penetrazione del filetto nel legno.

Inoltre, generalmente, al diametro della testa è correlato il diametro della vite, secondo un rapporto di 2 a 1.

Esistono diverse sagome della testa e del relativo innesto. Per gli utilizzi contemplati dalle schede, si ritengono utili viti con attacco tipo “Torx”, impropriamente chiamate “viti a sei punte” o “viti a stella”, ovvero sagomate in modo da impedire che l'attrezzo “scappi” dalla testa della vite quando si applica un elevato momento torcente.



Figura 5.23 Vite per legno con attacco “Torx”.

Si ricorda che è richiesta la preforatura per tutte le viti impiegate su legno di latifoglie e per viti applicate anche a legno di conifere aventi un diametro maggiore di 6 mm. Il foro-guida per la porzione filettata della vite deve avere un diametro pari approssimativamente al 70% del diametro del filetto.

Si ricorda inoltre che le viti poste in opera non possono essere riutilizzate a causa dello sforzo torsionale impresso. Infine, se ne consiglia l’utilizzo in accoppiamento alle rondelle, la cui applicazione migliora sensibilmente il comportamento delle giunzioni.

Cambre/graffe

Le cambre o graffe vengono utilizzate per la connessione degli elementi lignei. Sono realizzate in acciaio forgiato e si trovano in commercio secondo dimensioni non standardizzate che vanno dai 200 ai 500 mm di lunghezza con profondità di infissione variabile. Possono essere realizzate in sito utilizzando tondini di acciaio da carpenteria, avendo cura di rispettare i raggi minimi di curvatura prescritti dalla normativa.



Figura 5.24 Graffe metalliche.

Accessori per cavi di acciaio

L’impiego dei cavi di acciaio richiede l’utilizzo di una serie di accessori che ne permettano la connessione con i presidi murari con altri cavi o con altri elementi strutturali, quali profili o piastre di acciaio, consentendo in tutti i casi la trasmissione delle forze con pari o superiori coefficienti di sicurezza.

Tra i principali accessori per i cavi di acciaio, risultano indispensabili:

- tenditori;
- redance;
- morsetti;
- grilli;
- golfari.

I **tenditori** sono dei dispositivi di acciaio zincato costituiti da un corpo di acciaio (canaula) con, alle estremità, fori filettati all’interno dei quali scorrono delle barre filettate portanti un dispositivo di ancoraggio dei cavi. I tendicavo possono

5.3 – La messa a punto di risposte organizzative pre-strutturate:
il “carro opere provvisionali”

terminare alle estremità con ganci, forcelle, occhi circolari, occhi allungati o combinazione degli stessi.

I tenditori sono impiegati per tensionare i cavi, ma perdono di efficacia sotto azioni dinamiche o carichi pulsanti pur conservando la portata di targa. I tiri devono essere sempre allineati con il tenditore senza applicare carichi laterali che potrebbero danneggiarlo. Nella massima estensione del tenditore è necessario assicurare che il 25% della lunghezza totale del filetto sia avvitato nella canala.

I tenditori hanno sezioni e dimensioni appropriate per tensionare cavi di sezioni diverse garantendo la trasmissione del tiro applicato.

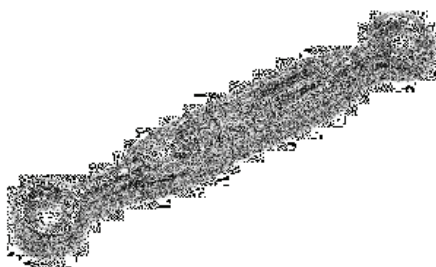


Figura 5.25 Tendicavo ad occhio circolare.

Forma, dimensioni e portate dei tendicavo con estremità di vario tipo sono unificate dalle norme UNI 2018, UNI 2019, UNI 2020, UNI 2021.

Le **redance** sono degli anelli aperti di acciaio zincato con sezione a gola per il passaggio del cavo. Il loro impiego consente di realizzare degli occhielli con ridottissime curvature del cavo, rinforzandolo in una zona dove il tiro agisce ortogonalmente all’asse del cavo. Le redance hanno sezioni e dimensioni appropriate per alloggiare cavi di diverso diametro garantendo sempre la giusta curvatura senza piegature o distorsioni del cavo.



Figura 5.26 Redancia di acciaio per cavi.

Forma e dimensioni delle redance di acciaio zincato sono unificate dalla norma DIN 3090.

5.3 – La messa a punto di risposte organizzative pre-strutturate:
il “carro opere provvisionali”

I **morsetti a cavallotto** per cavi di acciaio sono composti da un cavallotto ad U di acciaio zincato chiuso con coppia di dadi su una base sagomata con doppio foro per il passaggio dei terminali filettati del cavallotto. I morsetti consentono di serrare i cavi tra loro impedendone lo scorrimento relativo attraverso una forza che ne aumenta l’attrito senza danneggiare il cavo che trasmette il carico. È infatti fondamentale collocare i cavi nel morsetto avendo cura di posizionare nella sede della base sagomata il cavo che trasmette il carico e a contatto con il cavallotto il cavo cosiddetto “morto” (che dopo l’ultimo morsetto viene tagliato). I morsetti hanno sezioni e dimensioni appropriate per alloggiare cavi di diametri diversi garantendo sempre l’attrito giusto per il tiro applicato. A seconda del cavo, e quindi del tiro trasmissibile, il numero dei morsetti varia per ottenere il giusto serraggio.



Figura 5.27 Morsetto a cavallotto.

I **grilli** sono anelli aperti di acciaio zincato con estremità forate filettate all’interno delle quali viene serrato un perno rettilineo filettato ad una estremità o, meno frequentemente, dotato di dado e coppiglia. I grilli possono essere con forma ad U o ad Ω che consente un più comodo passaggio dei cavi.

I grilli hanno sezioni e dimensioni appropriate per collegare cavi di diverso diametro garantendo la trasmissione del tiro applicato. Occorre tenere presente che la massima portata è garantita con un tiro perfettamente perpendicolare al perno e che la portata diminuisce sensibilmente con l’inclinazione del tiro, come riportato in Figura 5.29.

Figura 5.28 Grillo a U e a Ω .

| | | |
|--|--------------------------------|---------|
| | Angolo rispetto alla verticale | Portata |
| | 0° | 100% |
| | 45° | 70% |
| | 90° | 50% |

Figura 5.29 Riduzione della portata con l’inclinazione del tiro.

5.3 – La messa a punto di risposte organizzative pre-strutturate:
il “carro opere provvisionali”

Forma, dimensioni e portata dei grilli di acciaio zincato sono unificate dalle norme UNI 1946, UNI 1948, UNI 1949 e UNI 1950.

I **golfari** sono degli anelli chiusi di acciaio zincato ai quali vengono saldati ad un lato o un gambo filettato (golfare maschio) o un secondo anello filettato internamente (golfare femmina). I golfari sono utilizzati per l'ancoraggio dei cavi passanti nell'anello ad altri elementi strutturali. Essi possono essere fissi, orientabili o articolati. Un golfare è detto orientabile se l'anello è in grado di ruotare su di un asse e articolato se l'anello può muoversi su almeno due assi.

I golfari hanno sezioni e dimensioni appropriate per collegare cavi di diverso diametro garantendo la trasmissione del tiro applicato. Occorre tenere presente che la massima portata è garantita con un tiro perfettamente perpendicolare al perno filettato o al piano contenente l'anello filettato e che la portata diminuisce sensibilmente con l'inclinazione del tiro, come riportato in Figura 5.31.



Figura 5.30 Golfare maschio e golfare femmina.

| | | |
|--|--------------------------------|---------|
| | Angolo rispetto alla verticale | Portata |
| | 0° | 100% |
| | 45° | 70% |

Figura 5.31 Riduzione della portata con l'inclinazione del tiro.

Forma, dimensioni e portata dei golfari di acciaio zincato sono unificate dalle norme DIN 580 e DIN 582.

5.3.3 Prospettive nella realizzazione di risposte pre-strutturate: i “kit di intervento rapido”

La standardizzazione operata e la modularità delle soluzioni progettuali proposte nel Vademecum STOP suggeriscono la possibilità di sviluppare in futuro dei kit di intervento rapido, acquisendo preventivamente il materiale necessario alla realizzazione di un numero predeterminato di elementi.

L'idea, particolarmente calzante nel caso dei puntellamenti di ritegno, potrebbe essere quella di realizzare dei puntellamenti fuori sito in “tempo di pace” da trasportare e rendere immediatamente impiegabili in caso di calamità con semplice assemblaggio.

5.3 – La messa a punto di risposte organizzative pre-strutturate:
il “carro opere provvisionali”

Ciò consentirebbe tempi di intervento più rapidi escludendo, ad esempio, la necessità di realizzare in sito gli intagli e limitando le operazioni al solo assemblaggio, alla posa in opera secondo schemi costruttivi predefiniti servendosi di kit contenenti la ferramenta necessaria. Questo potrebbe risultare estremamente utile negli interventi urgenti delle prime fasi dell'emergenza.

Quanto sopra sarà oggetto di sperimentazione al fine di accertarne la realizzabilità valutando nel contempo anche la possibilità di aviotrasportare il materiale in caso di intervento all'estero.

**BIBLIOGRAFIA
E GLOSSARIO**

Bibliografia

- Archivio NCP L'archivio NCP comprende gli atti e gli elaborati tecnici prodotti dal Nucleo e quelli forniti, per il tramite del MiBAC, dalle altre Istituzioni e dai privati relativi agli interventi di messa in sicurezza condivisi e realizzati dal CNVVF.
- Abate, 2002 Abate L., (2002). *Roma città del fuoco*. Editore: Comando dei Vigili del Fuoco di Roma, 315 pp.
- Ballio e Mazzolani, 1987 Ballio G., Mazzolani F.M., (1987). *Strutture in acciaio*. Hoepli ed., 780 pp.
- Bellizzi, 2000 Bellizzi M., (2000). *Le opere provvisionali nell'emergenza sismica*. Agenzia di Protezione Civile – Servizio Sismico Nazionale – Roma.
- Borri e Grazini, 2004 Borri A., Grazini A., (2004). *Criteri e metodologie per il dimensionamento degli interventi con FRP nel miglioramento sismico degli edifici in muratura*. Atti del XI Congresso Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia", Genova, 25-29 gennaio 2004.
- Dolce et al., 2006 Dolce M., Liberatore D., Moroni C., Perillo G., Spera G., Cacosso A., (2006). *Manuale per le opere provvisionali urgenti post-sisma (OPUS)*. Convenzione tra il Dipartimento della Protezione Civile, ufficio Servizio Sismico Nazionale e l'Università degli Studi della Basilicata. <http://postterremoto.altervista.org>
- Di Pasquale e Dolce, 1999 Di Pasquale G., Dolce M., (1999). *Raccomandazioni per le opere di messa in sicurezza*. Comitato tecnico-scientifico istituito a seguito dell'Ordinanza 2847/98 a seguito del terremoto del 9.9.1998 (Pollino).
- Dumonteil, 1992 Dumonteil P., (1992). *Simple equations for effective length factors*. Engineering Journal, AISC, vol. 9 (3), pp. 111-115.
- Faccioli e Cauzzi, 2006 Faccioli, E. and C. Cauzzi (2006). *Macroseismic intensities for seismic scenarios estimated from instrumentally based correlations*, Proc. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, paper number 569.
- FEMA, 2009 FEMA Urban Search & Rescue, U.S. Army Corps of Engineers, (2009). *Shoring operations guide*. www.disasterengineer.org

- Furiozzi et al., 2007 Furiozzi B., Messina C., Paolini L., (2007). *Prontuario per il calcolo di elementi strutturali*. Le Monnier scuola ed., 721 pp.
- Gómez Capera et al., 2007 Gómez Capera A.A., Albarello D., Gasperini P., (2007). *Aggiornamento relazioni fra l'intensità macrosismica e PGA*. Progetto DPC-INGV S1, Deliverable D11, <http://esse1.mi.ingv.it/d11.html>
- NTC, 2008 *Nuove norme tecniche per le costruzioni*. D.M. 14 gennaio 2008.
- Lienhard IV e
Lienhard V, 2008 Lienhard IV J.H., Lienhard V J.H., (2008). *A heat transfer textbook*. Phlogiston Press, Cambridge Massachussets, 760 pp.
- Margottini et al.,
1992 Margottini, C., Molin D., Serva L. (1992). *Intensity versus ground motion: A new approach using Italian data*, Engineering Geology, 33, 1, pp. 45-58
- Piazza et al., 2005 Piazza M., Tomasi R., Modena R., (2005). *Strutture in legno*. Hoepli ed., 736 pp.
- Teci, 2009 Teci, (2009). *Catalogo prodotti*. <http://www.teci.it>
- Würth, 2009 Würth, (2009). *Catalogo prodotti*. <http://www.wuerth.it>

Glossario

| Sigla | Acronimo di: |
|--------------|---|
| CCS | Centro Coordinamento Soccorsi |
| CNVVF | Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco |
| COC | Centro Operativo Comunale |
| COM | Centro Operativo Misto |
| CMR | Colonna Mobile Regionale |
| DICOMAC | Direzione Comando e Controllo |
| DPI | Dispositivo di Protezione Individuale |
| DTS | Direttore Tecnico dei Soccorsi |
| EC | Esecutore Contrattuale |
| EMER.COM. | Comitato Operativo per l'Emergenza |
| GOP | Gruppo Opere Provvisionali |
| GTS | Gruppo Tecnico di Supporto |
| MIBAC | Ministero per i Beni e le Attività Culturali |
| NBCR | Nucleare Biologico Chimico e Radiattivo |
| NCP | Nucleo di Coordinamento delle Opere Provvisionali |
| POS | Procedura Operativa Standard |
| ROS | Responsabile delle Operazioni di Soccorso |
| SAF | Speleo Alpino Fluviale |
| TAS | Topografia Applicata al Soccorso |
| UCL | Unità di Crisi Locale |
| VVF | Vigili del Fuoco |

