## POLITECNICO DI TORINO

Facoltà di Ingegneria

Corso di Laurea in Ingegneria Edile



### TESI DI LAUREA MAGISTRALE

Muri di pietra in Val d'Ossola.

Approccio alla modellazione per una valutazione sismica

Relatori: Candidato:

Arch. Marco Zerbinatti Stefano Fornara

Ing. Gian Paolo Cimellaro

# **Presentazione**

L'elaborato vuole rappresentare uno strumento di apprendimento delle tecniche costruttive e dei materiali adottati in passato nella realizzazione dei muri di pietra in Val d'Ossola, con lo scopo di sensibilizzare la popolazione ed indirizzarla verso un corretto recupero del patrimonio edilizio esistente, per la salvaguardia dei valori culturali dei luoghi dell'area territoriale coinvolta. La tesi è stata divisa in cinque parti che partono da un primo livello di conoscenza delle tipologie edilizie presenti sul territorio, seguito da una analisi del comportamento statico e sismico della "struttura scatolare" e "lo stato dell'arte" che ha raggiunto la modellazione strutturale degli edifici in muratura, per concludere con un possibile approccio da adottore per gli edifici di pietra in Val d'Ossola.

Il primo capitolo è stato dunque focalizzato sullo studio dello sviluppo che hanno avuto gli insediamenti locali in passato; quali tecnologie edilizie sono state impiegate; il sistema di copertura, le murature e i materiali utilizzati. Nel secondo capitolo, partendo da un censimento degli edifici storici del comune di Montecrestese effettuato dall'Associazione Musei dell'Ossola, sono state redatte delle schede di rilevamento di alcuni manufatti, analizzando principalmente i paramenti murari che li costituiscono. Il terzo capitolo tratta il comportamento statico e sismico degli edifici in muratura, la cosidetta "struttura scatolare", analizzando gli elementi strutturali e le rispettive caratteristiche meccaniche; i meccanismi di danno e i pannelli murari sollecitati sia nel proprio piano che fuori. Nel quarto capitolo viene esposto lo "stato dell'arte" della modellazione strutturale degli edifici in muratura, con la classificazione dei modelli e dei metodi di analisi presenti in letteratura ed utilizzabili ad oggi. Il quinto capitolo, analizzando quello che è stato visto nei capitoli precedenti, introduce una proposta di approccio alla modellazione per gli edifici di pietra in Val d'Ossola, sviluppando il metodo dei macro-modelli. Questo perchè, come si vedrà in seguito, è un buon compromesso tra i metodi dettagliati ad elementi finiti o discreti, più reali ma con un onere computazionale più elevato, e i metodi semplificati.

La maggior parte dei disegni presenti nell'elaborato sono stati realizzati a mano libera, con la volontà di immedesimarsi nella bravura che le maestranze locali hanno dimostrato nel tempo durante la realizzazione degli edifici che, in molti casi, sono delle vere e proprie opere d'arte.

Torino, 29-11-2018 Stefano Fornara

# Scaletta

PI	RESEI	VTAZIONE	
S	ΔΙΕΊ	TA	
,	-ALL		
1	Edil	zia storica della Val d'Ossola	1-1
	1.1	Gli insediamenti abitativi in Val d'Ossola	1-2
		1.1.1 La struttura dell'insediamento	1-2
		1.1.2 La casa torre	1-4
	1.2	La tipologia edilizia	1-5
		1.2.1 L'involucro edilizio	1-6
		1.2.2 La facciata	1-7
		1.2.3 Logge, balconi e ballatoi	1-8
		1.2.4 Le scale	1-10
		1.2.5 Motivi di una tipologia edilizia così differente rispetto l'intero arco alpino	1-10
	1.3	I sistemi di copertura	
		1.3.1 La copertura di <i>piode</i> ossolana	
		1.3.2 Differenze strutturali rispetto alla tipologia classica alpina	
		1.3.3 Abaco dei componenti e lessico	
		1.3.4 Il sistema statico spaziale	1-15
		1.3.5 Regole pratiche per il tracciamento	
		1.3.6 Comignoli e cornicioni	
	1.4	Le murature di pietra	
		1.4.1 L'evoluzione delle tecniche murarie	
		1.4.2 Classificazione delle murature	
		1.4.3 Le aperture	1-24
		1 4 4 Gli orizzontamenti	1-26

	1 5	I materiali	1 27
	1.5	1.5.1 L'utilizzo della pietra ossolana nell'architettura locale	
		1.5.2 L'utilizzo del legno nella tradizione architettonica ossolana	
		1.3.2 Edilizzo del legito ficila tradizione architettornea ossolaria	1-32
2	Rilie	evo di alcuni edifici storici del comune di Montecrestese	2-1
	2.1	Montecrestese e le sue frazioni	2-2
	2.2	Censimento degli edifici da parte dell'Associazione Musei dell'Ossola	
		2.2.1 Censimento come strumento di tutela e valorizzazione del patrimonio storico-	2-2
		architettonico	2-2
	2.3	Schede di rilevamento del patrimonio edilizio tradizionale	2-4
		2.3.1 Fotoraddrizzamento e restituzione grafica della tessitura muraria	2-8
		2.3.2 Scheda di rilevamento del patrimonio edilizio tradizionale - MC_LM_38_275	2-12
		2.3.3 Scheda di rilevamento del patrimonio edilizio tradizionale - MC_CM_31_501/502	2-14
		2.3.4 Scheda di rilevamento del patrimonio edilizio tradizionale - MC_CM_31_480	
		2.3.5 Scheda di rilevamento del patrimonio edilizio tradizionale - MC_CM_31_447/448	
		2.3.6 Scheda di rilevamento del patrimonio edilizio tradizionale - MC_CM_31_491/493	2-20
2	II co	emportamento statico e sismico degli edifici in muratura: la "struttura scatolare"	3-1
_		Gli elementi strutturali in un edificio in muratura	
	5.1	3.1.1 Caratteristiche meccaniche delle murature	
	3.2	I meccanismi di danno	
		Pannelli murari sollecitati nel proprio piano	
	0.0	3.3.1 Criteri di resistenza utilizzati per i diversi meccanismi di collasso	
	3.4	Pannelli murari sollecitati fuori dal proprio piano	
4		dellazione strutturale degli edifici in muratura: lo "Stato dell'arte"	4-1
	4.1	Problemi nella trattazione delle strutture murarie	4-2
		4.1.1 Incertezza dei parametri meccanici	4-2
		4.1.2 Necessità di modelli globali	4-3
		4.1.3 Importanza dei particolari costruttivi e dello stato di conservazione della struttura	4-3
		Classificazione dei metodi di modellazione e di analisi	4-4
	4.3	Metodo agli elementi finiti non lineari	
		4.3.1 Modelli continui	4-5
		4.3.2 Modelli discontinui	4-7
		4.3.3 Legami costitutivi	4-8
		4.3.3.1 Cenni di alcuni legami di tipo <i>no-tension</i>	4-8
		4.3.3.2 Legame costitutivo a piani di danneggiamento di Gambarotta e  Lagomarsino	4 0
			4-9
	1 1	4.3.3.3 Il modello di plasticità con <i>softening</i> di Lourenço et al	
		Metodo agli elementi di contorno	
	4	IVICTOUD AKII CICIIICITU UISUTEU/UISUTU	4-TO
		4.5.1   rigid body spring models	

	4.7	Approcci semplificati: modelli discreti o macro-modelli	4-21
		4.7.1 Metodo POR	4-22
		4.7.2 Metodo SAM	4-23
		4.7.3 Macromodello di Brencich e Lagomarsino	4-25
		4.7.4 Macro-elemento di Caliò et al	4-31
		4.7.4.1 Modello piano	4-32
		4.7.4.2 La modellazione tridimensionale mediante assemblaggio di pareti "piane".	
		4.7.4.3 Modello spaziale	
	4.8	Studio del comportamento non lineare di edifici storici	4-44
5	Арр	proccio alla modellazione degli edifici in muratura di pietra della Val d'Ossola	5-1
	5.1	Il "comportamento scatolare" degli edifici di pietra in Val d'Ossola	5-2
		5.1.1 Le influenze delle caratteristiche delle murature sul "comportamento scatolare"	5-3
	5.2	I meccanismi di danno classici dei pannelli murari	5-3
		5.2.1 I meccanismi di danno di $I$ Modo (pannelli murari sollecitati fuori dal proprio piano)	5-4
		5.2.2 I meccanismi di danno di $\it II$ Modo (pannelli murari sollecitati nel proprio piano)	5-4
	5.3	La modellazione strutturale degli edifici in muratura di pietra	5-6
		5.3.1 Difficoltà nella modellazione delle strutture murarie di pietra	5-6
	5.4	Metodo agli elementi finiti non-lineari	5-7
		5.4.1 Modelli continui	5-7
		5.4.2 Modelli discontinui	5-7
		5.4.3 Legami costitutivi	5-8
		Metodo agli elementi di contorno	5-8
	5.6	,	5-8
		5.6.1   Rigid Body Spring Models (RBSM)	
		Modelli discreti o macro-modelli	
	5.8		
		5.8.1 Modellazione nel piano	
		5.8.2 Modellazione spaziale ad elementi piani	
		5.8.3 Modellazione spaziale ad elementi tridimensionali	
		5.8.4 Determinazione dei parametri meccanici	5-1/
CC	ONCL	LUSIONI	
BI	BLIO	OGRAFIA & SITOGRAFIA	
		2AZIAMENTI	

# Capitolo 1 Edilizia storica della Val d'Ossola

Questo capitolo introduttivo tratta il lavoro di ricerca svolto attraverso l'utilizzo di varie opere letterarie e all'analisi sul campo dell'edificato esistente per avere una buona conoscenza di come siano nati e poi sviluppati gli insediamenti abitativi in Val d'Ossola, partendo da un elemento come la casa-torre; quale tipologia edilizia è stata impiegata, studiando l'involucro edilizio, la facciata, gli aggetti (loggie, balconi e ballatoi), le scale, e per quale motivo si ha una tipologia edilizia così differente rispetto l'intero arco alpino; ll particolare sistema di copertura che contraddistingue gli edifici di questa zona del nord Italia, la copertura tradizionale di *piode* e le differenze rispetto alla tipologia classica alpina, partendo dal lessico fino ad arrivare al sistema statico spaziale, ai vincoli legno-legno, alle regole pratiche per il tracciamento, e agli elementi decorativi che lo completano come comignoli e cornicioni; le murature di pietra a secco o con giunti deboli di malta, come si sono evolute le tecniche di realizzazione delle murature nei secoli, una classificazione completa delle tipologie ritrovate nel territorio, le aperture e gli orizzontamenti che interagiscono con il paramento murario stesso; I materiali, la pietra utilizzata fin dall'antichità nell'architettura ossolana con le tipologie estratte ancora ai giorni nostri, dalla beola al sarizzo, dal granito ai marmi, senza dimenticare l'importanza del legno nelle costruzioni sia come elemento strutturale che architettonico, impiegando il larice, l'abete rosso e il castagno.

Per le finalità di questo elaborato, ovviamente, il paragrafo più importante sarà quello inerente alle murature storiche. Queste potevano essere a secco o legate debolmente con malte magre, realizzate con pietra locale e rivestite in alcuni casi con dell'intonaco protettivo. La pietra è stata sempre scelta e utilizzata nella costruzione degli edifici per le sue proprietà di durevolezza, resistenza alla compressione ed alla rottura, segabilità e non gelività. Lo spessore delle murature perimetrali oscilla tra i 50 e i 70 centimetri. I singoli elementi lapidei sono posati a corsi più o meno regolari, spesso si tratta di scaglie di differenti dimensioni, squadrate o grezze a seconda della qualità del materiale utilizzato e della tipologia di edificio. Non mancano esempi di murature composte da travi incrociate di legno o le classiche pareti realizzate con travi incastrate tra loro con il sistema *blockbau*, di grande resistenza statica e termica, tipiche delle popolazioni Walser.

#### 1.1 Gli insediamenti abitativi in Val d'Ossola

Le valli ossolane sono state oggetto di differenti e progressivi flussi di popolamento caratterizzati da popolazioni di cultura tipicamente agricolo-pastorale; un primo iniziale popolamento preistorico (giunto dalla parte bassa della valle) e uno protostorico e medioevale (giunto dalla parte alta del territorio). Tracce forti della prima fase sono i terrazzamenti megalitici di Varchignoli del IV secolo a.C., situati sulla sinistra orografica del torrente Ovesca tra i comuni di Villadossola e Montescheno, e le numerose testimonianze lepontiche, mentre per quanto concerne la seconda fase si può ricordare la migrazione delle popolazioni vallesane, che discesero da passi alpini nel XIII secolo e si stabilirono a quote discretamente elevate, popolando la testata delle valli ed i terrazzi orografici alle quote più alte. Due sono quindi le aree culturali di riferimento, differenti tra loro per quanto riguarda gli aspetti legati all'epoca d'insediamento, alle tecnologie di costruzione (Fig. 1-1), ed ai materiali utilizzati: la pietra prevale nel fondovalle, mentre l'utilizzo del legno caratterizza gli insediamenti dell'alta valle.¹

L'evoluzione degli insediamenti ha inizio dalla scelta del sito ove disporre il nucleo abitato; in generale ci si preoccupava soprattutto di evitare luoghi esposti frequentemente a valanghe, frane, alluvioni e a correnti d'aria fredda. Molto spesso gli insediamenti erano protetti dal freddo vento del nord e riparati,

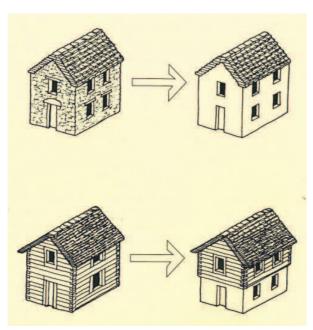


Fig. 1-1-Sopra si nota l'evoluzione storica della tipologia "di montagna", in cui gli edifici in pietra con copertura in pietra si sono trasformati in edifici in muratura intonacata conservando il tipo di copertura; mentre sotto si nota l'evoluzione della tipologia Walser, in cui edifici *blockbau* con copertura in pietra si sono evoluti in edifici con piano inferiore in muratura intonacata e piani superiori a *blockbau* (Da CONTI G.M., ONETO G., "*Paesaggio di pietra, alberi e colore*", Alberti Libraio Editore, Milano, 2008, pag. 28).

come il caso dell'incantevole frazione di Grovella, in Val Formazza, alla base di piccole collinette (Fig. 1-2). Si preferivano intenzionalmente le località a mezza costa, più salubri e soleggiate del fondovalle; la pendenza del terreno era anche funzionale alla diminuzione dell'ombra tra le abitazioni, in taluni casi si risparmiava anche lo spazio interno agli edifici collegando i piani per vie esterne. Sono documentati inoltre casi in cui gli insediamenti si evolvono in senso orizzontale, le abitazioni, in questo caso, si sviluppano su una linea continua e a volte la quota consente anche l'apertura di loggiati.<sup>2</sup>

La tipologia edilizia tardo medioevale rimane come simbolo identificativo e punto di partenza in tutta l'Ossola ed è ben visibile in molti centri storici. Sebbene ci siano ancora insediamenti ed edifici in buono stato di conservazione, purtroppo per molti di essi prevalgono l'abbandono e il degrado, dettato molto spesso dalla convinzione di poter vivere meglio in un appartamento cittadino, piuttosto che in un edificio storico, ove invece pochi e significativi accorgimenti permettono di rendere abitabili spazi più ampi, spesso localizzati in un contesto ambientale di grande pregio.<sup>1</sup>

#### 1.1.1 La struttura dell'insediamento

Gli insediamenti erano organizzati spesso secondo modalità legate al rapporto tra l'edificato e i tracciati di collegamento che, nella maggior parte dei casi vede la strada principale attraversare l'abitato, mentre per alcune frazioni minori è tangente ad esso in uno o più punti. Attraverso la dinamica inse-

diativa, rivelata in parte dall'analisi cartografica e documentaria ed in parte dalla datazione degli edifici, si può ipotizzare che in origine l'abitato potesse disporsi prevalentemente su uno solo dei margini del tracciato, salvo poi espandersi anche sul lato opposto. A questo schema iniziale competono una serie di varianti legate alla specificità dei luoghi e soprattutto alla distribuzione iniziale delle case-torre che costituiscono molto spesso i nuclei generativi degli abitati.<sup>2</sup>

Il legame del nucleo famigliare e la tendenza a non disperderlo all'interno dell'insediamento sono fattori fondamentali per la comprensione della dinamica evolutiva. Il principio dell'ampliamento successivo della casa-torre, dell'insediamento attiguo di case allungate, la duplicazione, la connessione tra gli edifici anche a ponte su passaggi pubblici, testimoniano la volontà di costruire un organismo sempre più compatto prima di occupare nuove aree.2



Fig. 1-2 – Insediamento di Grovella in Val Formazza. Accurata scelta della localizzazione dell'insediamento (Da GAL AZIONE OSSOLA, "Manuale di restauro conservativo per edifici di notevole importanza storica ed architettonica presenti in territorio ossolano", Ornavasso, Tipolitografia Saccardo Carlo & Figli s.n.c., 2005, pag. 28).

È importante precisare il complesso rapporto che lega l'atto originario dell'edificare, secondo le singole forme proprie di ogni epoca, con le successive trasformazioni dei fabbricati, decise a renderli di volta in volta utilizzabili e funzionali; in questo continuo processo di adattamento possiamo intuire il forte valore di continuità ed identificazione nelle forme di una tradizione costruttiva millenaria, strettamente legata all'idea di abitare la dimora di pietra.<sup>2</sup>

Di grande significato, per la comprensione dello sviluppo degli abitati, è l'analisi dei documenti d'archivio e degli statuti, presenti in molte comunità. Accanto agli statuti, che hanno caratterizzato la vita delle comunità ossolane, si riconosce l'importanza di analizzare l'evoluzione storica degli insediamenti attraverso la consultazione dei catasti storici e della documentazione archivistica.<sup>1</sup>

Nota 1-1 - GAL AZIONE OSSOLA, "Manuale di restauro conservativo per edifici di notevole importanza storica ed architettonica presenti in territorio ossolano", Ornavasso, Tipolitografia Saccardo Carlo & Figli s.n.c., 2005, pag. 4. Nota 1-2 - GAL AZIONE OSSOLA, cit., pag. 8.

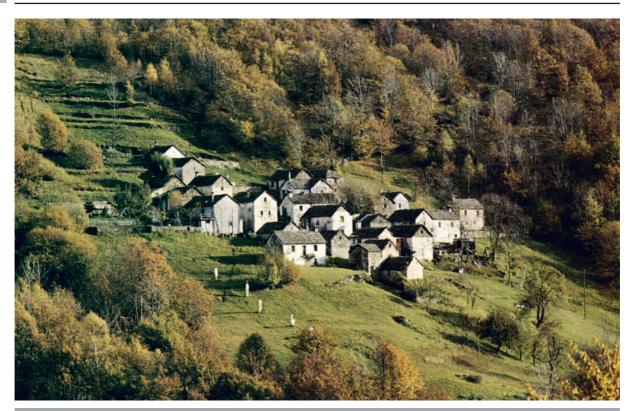


Fig. 1-**3**- Frazione di Descelo, comune di Cavaglio Spoccia nella media Val Cannobina, è uno dei tanti esempi che testimoniano la volontà di costruire un insediamento abitativo compatto (Da DEMATTEIS L., "Case contadine nelle Valli dell'Ossola, Cusio e Verbano", Priuli & Verlucca Editori, Ivrea, 1985, pag. 15).

[...] "Il primo catasto a disposizione per l'Ossola è il Catasto Teresiano del 1722, con tavole ampie e ben descritte, ove è possibile individuare gli insediamenti con i relativi toponimi, la presenza di attraversamenti su fiumi o guadi, nonché l'esistenza di forni o segherie. Più preciso e dettagliato è invece il catasto Rabbini del 1865, che, ancora conservato in molti Comuni (mentre il Teresiano è disponibile solo presso l'archivio di Stato di Torino), consente una lettura dell'insediamento meno descrittiva, ma più tecnica e precisa. Il confronto tra i due, assieme l'analisi della cartografia IGM di inizio '900 (1932), della Carta Tecnica Regionale del 1991 e delle planimetrie catastali aggiornate, permettono riflessioni approfondite circa la natura dell'insediamento abitativo, il suo sviluppo e l'evolversi degli edifici al suo interno." [...]<sup>3</sup>

#### 1.1.2 La casa-torre

La casa-torre costituisce l'elemento generativo dei nuclei minori, per cui è possibile ipotizzare un paesaggio alto-medioevale connotato dalla presenza piuttosto rada di questi elementi dotati di una forte valenza simbolica. Tale valenza è misurata dalla natura della tipologia verticale, dalla sua ridotta occupazione della superficie planimetrica, dalla sua rilevanza come elemento percettivo nel contesto paesaggistico, dallo sviluppo sovrapposto di spazi quadrangolari semplici, dotati di scarsa specializzazione funzionale ed inoltre dalla presenza, al suo interno, di singoli elementi dotati, a loro volta, di un esplicito rimando archetipico, come i portali e le aperture.<sup>4</sup>

La presenza delle case a torre prefigura una forte autonomia e introversione dello spazio domestico, in contrasto apparente con la natura comunitaria dell'uso degli spazi esterni e della natura pressoché indivisa dalla proprietà della terra all'interno delle relazioni di vicinato. La tecnica muraria, in alcuni casi megalitica, allude anch'essa ad un principio collettivo del costruire: ciò conferma il carattere complesso

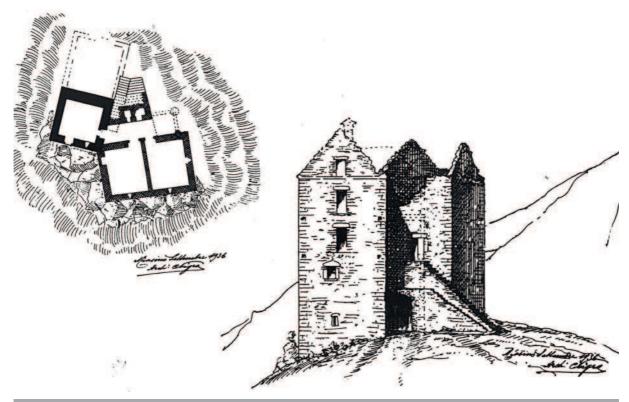


Fig. 1-4 – Pianta e prospetto della casa-torre di Pontemaglio (Da GAL AZIONE OSSOLA, "Manuale di restauro conservativo per edifici di notevole importanza storica ed architettonica presenti in territorio ossolano", Ornavasso, Tipolitografia Saccardo Carlo & Figli s.n.c., 2005, pag. 7).

della struttura sociale fra l'articolazione delle famiglie e i rapporti di vicinato, ne possiamo intuire tracce e indizi dalla natura e dalla struttura dell'insediamento. Esso infatti è corredato da elementi collettivi di grande significato: torchi, forni, mulini, lavatoi, che accanto alle singole abitazioni ed agli spazi destinati alla coltivazione definiscono l'entità di ogni nucleo presente a metà valle.<sup>5</sup>

#### 1.2 La tipologia edilizia

La maggior parte del territorio è caratterizzata da una tipologia edilizia piuttosto omogenea, che deriva dall'evoluzione nel tempo dall'antichissimo genere degli edifici di pietra con copertura di pietra, affiancata da una evoluta ricerca tecnologica, intesa come caratteristica di pregio e di grande qualità artigianale di ordine ed equilibrio. In generale infatti si ritrovano costruzioni di struttura volumetrica piuttosto semplice, di solito parallelepipedi con eventuale corpo annesso che limitano le superfici esposte e contengono le dispersioni termiche, con murature di pietra spesso intonacate e tinteggiate con colori piuttosto vivaci.6

Gli edifici sono in genere orientati verso valle o verso sud. Nel caso di piccoli edifici funzionali con frontone aperto, il lato minore è esposto a meridione per favorire la penetrazione dei raggi solari nel locale sottotetto, quasi sempre usato come pagliaio. Il generalizzato orientamento verso valle delle case che compongono un agglomerato crea un costante contrasto con gli edifici religiosi principali che sono

Nota 1-3 - GAL AZIONE OSSOLA, "Manuale di restauro conservativo per edifici di notevole importanza storica ed architettonica presenti in territorio ossolano", Ornavasso, Tipolitografia Saccardo Carlo & Figli s.n.c., 2005, pag. 4.

Nota 1-4 - GAL AZIONE OSSOLA, cit., pag. 8.

Nota 1-5 - GAL AZIONE OSSOLA, cit., pag. 9.

Nota 1-6 - CONTI G.M., ONETO G., "Paesaggio di pietra, alberi e colore", Alberti Libraio Editore, Milano, 2008, pag. 64.

quasi sempre rigorosamente e liturgicamente "orientati" (nel senso etimologico più corretto di "rivolti con l'abside a oriente"). Quasi sempre i collegamenti fra i diversi piani degli edifici sono esterni ai loro volumi o in vani aperti al loro interno. Soprattutto negli agglomerati più alti questo crea interessanti e a volte complessi intrichi di scale e archi di pietra che costituiscono uno degli elementi percettivamente più evidenti.<sup>7</sup>

Tra i più importanti esempi di architettura in Ossola ricordiamo il tempietto lepontico a Roldo di Montecrestese, dove emergono già alcuni elementi caratterizzanti gli edifici realizzati in epoche successive, quali ad esempio la copertura, le decorazioni e le aperture.<sup>8</sup>



Fig. 1-5 - Il tempietto lepontico a Roldo di Montecrestese, tra i più importanti esempi di architettura in Ossola. Proprio seguendo questo esempio originario, anche la casa rurale di pietra non era caratterizzata dal tetto sporgente sui lati, i muri esterni non erano intonacati e presentavano poche e minute aperture, la decorazione era possibile solo sul fronte principale sotto il timpano aggettante.

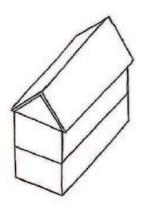
#### 1.2.1 L'involucro di pietra

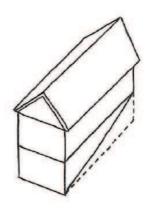
Il ruolo prevalente è affidato all'involucro di pietra: muri e tetto. Il tetto, realizzato in continuazione delle pareti e quale diedro di raccordo tra i lati opposti della casa, a coperchio della stessa, rinuncia alla funzione di collegamento tra abitazione e spazio circostante. Lo scarso spiovente di gronda, caratteristico dell'Ossola, evita un marcato taglio d'ombra e giova alla continuità tra muro e falda, sequenza non disturbata da un elemento estraneo quale il legno d'orditura, la cui presenza o viene ridotta al minimo, oppure viene mascherata con un cornicione di pietra negli edifici con maggiore pretesa.<sup>9</sup>

I sistemi di copertura sono costituiti da travi di legno e manto di *piode* di spessore variabile a seconda della disponibilità locale di materiale. Si tratta di lastre di scisti piuttosto spesse che conferiscono alle falde una pendenza molto accentuata. Gli aggetti sono piuttosto contenuti, e addirittura inconsistenti sulle facciate laterali, nel diffuso caso di coperture a due falde. Queste costituiscono infatti la norma: coperture a tre o a quattro falde si ritrovano quasi esclusivamente in edifici più grandi e pretenziosi costruiti ai

margini degli agglomerati più importanti.<sup>10</sup>

Gli edifici di civile (e stabile) abitazione sono spesso dotati di fumaioli (comignoli) di foggia elegante e di accentuata altezza collocati alle estremità del colmo di copertura o sulle facciate laterali: in quest'ultimo caso la loro altezza viene evidenziata e sono usati come elementi decorativi, talvolta importanti.<sup>11</sup>





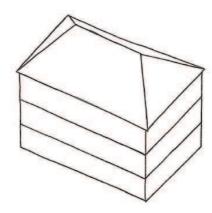


Fig. 1-6 - A sinistra e al centro lo schema di edificio singolo di due piani con tetto a due falde; di solito il timpano principale è orientato verso meridione o verso valle; in caso di terreno in pendio, il piano terreno può essere parzialmente interrato. A destra, schema di edificio singolo di tre piani, con tetto a quattro falde.

#### 1.2.2 La facciata

Nella casa di modeste dimensioni il ruolo di parete principale è affidato al frontespizio e su di esso si è continuato ad impostare la facciata. Non così negli edifici di mole maggiore dove, stante il vincolo della ridotta profondità di manica, la facciata ha trovato sviluppo su uno dei lati lunghi. Perciò è stato necessario proteggerla aumentando da quella parte lo sporto del tetto. È stato così necessario costruire tetti disassati o a falde asimmetriche o a dotarli di una "tesa" a minor pendenza, ricoperta con lastre più ampie e sottili.9

Le aperture sono regolari e di dimensioni contenute, con bassi rapporti fra altezza e larghezza (di solito fra 1 e 1,7). Le protezioni (ove esistono) consistono generalmente in antoni di legno ciechi decorati con piccole aperture intagliate nel centro. Molto spesso le facciate sono vivacizzate da logge ad archi e colonnine di pietra (in genere in posizione centrale, e all'ultimo piano) o da balconate continue che circondano del tutto, o in parte consistente, l'ultimo piano dell'edificio: gli aggetti sono di pietra con ringhiere di ferro battuto di forma semplice. Anche qui le facciate sono spesso decorate con finte architetture, finte finestre e con edicole a soggetto religioso. In generale i disegni delle finte architetture tendono a complicarsi, in coerenza con un patrimonio di immagini piuttosto diffuso in tutta l'area alpina.<sup>10</sup>

Ad imitazione degli edifici signorili ed ecclesiastici anche l'architettura contadina dell'Ossola privilegia l'uso della pietra in luogo del legno per molti particolari costruttivi, quali mensole, lastre da balcone, riquadrature di porte e finestre, pedane di scale. La scelta non è solo dovuta all'abilità degli scalpellini locali o all'ottima qualità del materiale lapideo cavabile in zona, marmo, serizzo, beola. Essa serve innanzitutto per differenziare il civile dal rustico impreziosendone la finitura, mentre nel contesto sociale rive-

Nota 1-7 - CONTI G.M., ONETO G., "Paesaggio di pietra, alberi e colore", Alberti Libraio Editore, Milano, 2008, pag. 69.

Nota 1-8 - GAL AZIONE OSSOLA, "Manuale di restauro conservativo per edifici di notevole importanza storica ed architettonica presenti in territorio ossolano", Ornavasso, Tipolitografia Saccardo Carlo & Figli s.n.c., 2005, pag. 10.

Nota 1-9 - DEMATTEIS L., "Case contadine nelle Valli dell'Ossola, Cusio e Verbano", Priuli & Verlucca Editori, Ivrea, 1985, pag.

Nota 1-10 - CONTI G.M., ONETO G., cit., pag. 67.

Nota 1-**11** - CONTI G.M., ONETO G., cit., pag. 70.

la, anche fra agricoltori ed allevatori, il gusto per la casa bella, durevole e con esigenze di manutenzione assai ridotte nel tempo. 12

Via via che si prende quota gli elementi si diradano a vantaggio dei soli edifici rurali abitati durante la stagione estiva, quando venivano accompagnate le bestie al pascolo, di contro più si scende verso il fondovalle più i centri assumono importanza ed è possibile ritrovare al loro interno edifici di pregio sempre maggiore.<sup>13</sup>

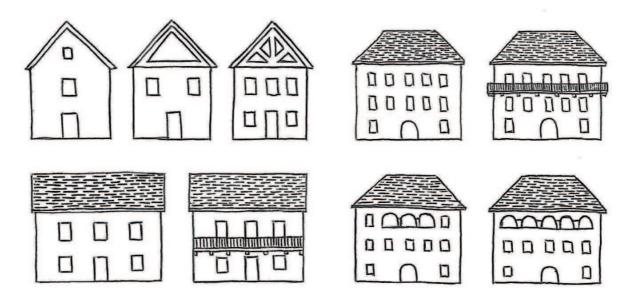


Fig. 1-**7**- In alto a sinistra schemi di facciata di testa di edifici a due piani con timpano chiuso, con timpano aperto e con timpano con capriata a vista. In basso a sinistra schemi di facciata di edifici a due piani, con tetto a due falde. A destra schemi di facciata di edifici a tre piani, con tetto a quattro falde.

#### 1.2.3 Logge, balconi e ballatoi

Le logge svolgono la funzione di percorsi coperti e servono come essicatoi di prodotti quali mais, segale o fieno. Ne esistono di varie tipologie e materiali diversi: ad arco in muratura, con architravi in legno, rette da colonnine di pietra, da pilastri in legno con capitelli lavorati, da pilasti semplici di muratura in pietra, con balaustre piene o ringhiere in legno o ferro. Sono generalmente aperte e i montanti in legno che le sorreggono hanno una sezione quadrata mentre quelli di pietra sono rettangolari, sovente irregolari. I primi sono appoggiati sulle travi con incastro, mentre quelli in pietra sono inseriti nella muratura del parapetto o appoggiano su una lastra di pietra posata direttamente su di esso o sul pavimento. Questi montanti sono spesso sostenuti da capitelli lignei, talvolta sagomati e decorati con incisioni a dente di lupo. Quando i capitelli sono posti sopra i montanti di pietra, l'incastro è a mezzo legno. Quando invece il montante è di legno è diffuso anche l'incastro a coda di rondine. I pavimenti sono formati da un assito appoggiato su travi posate trasversalmente sovente costituite dal prolungamento di quelle dei locali retrostanti oppure sono una struttura indipendente incastrata nella muratura e appoggiata sopra gli archi o sopra le travi longitudinali. Vi sono altri loggiati provvisti di parapetti massicci di pietra aventi differente altezza e che si interrompono solo in corrispondenza delle scale di accesso. In altri casi ci si accontenta di appoggiare ai montanti un semplice asse posato in orizzontale. Una loggia realizzata completamente di legno, viene chiamata localmente con il termine "lobbia".14

Nelle dimore alpine sono maggiormente diffusi i balconi con pianale e ringhiere in legno, sostenuti da mensole o staffe in legno; nelle zone di fondovalle, da Montecrestese, Crevoladossola fino a Mergozzo invece sono più diffuse le lastre in pietra con staffe in ferro e ringhiere in ferro battuto o lavorato. Negli edifici di uso civile esso diventa anche elemento decorativo a sottolineare l'importanza dei locali interni, spesso è maggiormente curato quello posto sopra la porta d'ingresso, allo stesso modo la porta-finestra di accesso mostra elementi decorativi. 14

Le forme delle ringhiere assumono, in particolare nell'Ottocento, disegni molto vari ottenuti con la lavorazione del ferro battuto. Dall'asta di legno, di sezione quadrata o romboidale, si passa al metallo liscio o ritorto, con rosette e sfere decorative, disegni floreali e raffinati che evocano lo stile liberty diffuso nelle palazzine di villeggiatura delle valli, frequente in particolare a Varzo, con greche e trafori propri dello stile impero.<sup>14</sup>

In molti edifici rurali il balcone serve come percorso di collegamento tra stanze, specie quando è anche dotato di scala dal piano terra, e prende dunque il nome di ballatoio. I ballatoi posti sui frontoni sono generalmente protetti dall'aggetto del tetto, ottenuto prolungando la mensola alle sue radici; per avere un aggetto ancora maggiore, oltre i puntoni della capriata vengono prolungati anche i correnti che sostengono le piode. Quando l'aggetto è notevole le radici sono rinforzate da mensole, vengono raddoppiate oppure sostenute da paletti posti in diagonale e incastrati nella muratura. Molto piu rari i casi ove un ballatoio ha un proprio tettuccio, riscontrabile generalmente quando quest'ultimo è posizionato lungo il lato corto dell'edificio e non può pertanto godere dell'aggetto della falda. I pavimenti sono formati da un semplice assito posato sulle mensole mentre i parapetti sono costituiti da aste di legno orizzontali fissate ai montanti appositamente scanalati e distribuite su tutta l'altezza dei ballatoi in modo da formare dei veri e propri tralicci. Solo più tardi si riscontrano i parapetti realizzati con listelli di legno, poi assicelle forate e quindi il ferro.14



Fig. 1-**8**- Piazza Mercato, Domodossola, luogo in cui si possono notare diverse tipologie di logge e balconi.



Fig. 1-**9**- Loggia realizzata completamente in legno (*"lobbia"*) alla Motta, frazione di Domodossola.



Fig. 1-**10**- Tipico balcone con lastre e mensole di pietra finemente lavorata a Pontetto, frazione di Montecrestese.

Nota 1-12 - DEMATTEIS L., "Case contadine nelle Valli dell'Ossola, Cusio e Verbano", Priuli & Verlucca Editori, Ivrea, 1985, pag. 43

Nota 1-**13** - GAL AZIONE OSSOLA, "Manuale di restauro conservativo per edifici di notevole importanza storica ed architettonica presenti in territorio ossolano", Ornavasso, Tipolitografia Saccardo Carlo & Figli s.n.c., 2005, pag. 9. Nota 1-**14** - GAL AZIONE OSSOLA, cit., pag. 62.

#### 1.2.4 Le scale

Nelle abitazioni alpine la scala è principalmente esterna, all'interno di volumi coperti o protetta dalla falda del tetto; quando è destinata a granai o fienili spesso è sostituita da una rampa in terra o da un arco in pietra, se interna spesso è una scala in legno, a volte semplicemente a pioli, mobile, messa in comunicazione con il piano superiore tramite una botola. In edifici più ricchi si trovano scale e percorsi interni a cui corrispondono spazi funzionali più complessi.<sup>15</sup>

Le scale esterne sono sempre massicce e costituite da monoliti che formano l'intera pedata e sovente l'alzata; in alcuni casi lo zoccolo viene realizzato in modo da ottenere un minuscolo sottoscala o alcune nicchie. Quando le condizioni lo permettono esse sono localizzate ai lati della costruzione, ma il più delle volte sono posizionate di punta o lungo la facciata principale.<sup>15</sup>

Sono davvero rare le scale in pietra ricavate all'interno della costruzione, esse sono costituite da un muro di spina centrale di almeno trenta centimetri di spessore, e da spesse lastre in pietra incastrate in quest'ultimo, e nelle pareti dei muri maestri; anche nelle case a più piani sono rare le scale di comunicazione interna che sono in legno, fisse, generalmente a pioli. In presenza di logge e di ballatoi sufficientemente profondi si preferisce utilizzare questi spazi per accedere ai piani superiori con scale poste parallelamente alla facciata.<sup>15</sup>



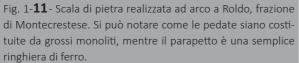




Fig. 1-**12**- Scala di accesso ad un locale signorile realizzata in pietra a Roldo, frazione di Montecrestese. Si nota un massiccio parapetto in muratura e le pedate costituite da materiale lapideo finemente lavorato.

#### 1.2.5 Motivi di una tipologia edilizia così differente rispetto l'intero arco alpino

Perchè una forma della casa alpina così diversa da quella presente in altre zone di Italia? La risposta sta tutta nel tetto e specialmente nel suo manto di beole. La loro ridotta profondità esige una sovrapposizione che arriva al 70% della superficie; mentre l'elevato spessore delle lastre comporta un notevole gradiente di quota tra un corso e l'altro. La necessità della grande percentuale di accavallamento ed il dislivello imposto da ogni filare di *piode* si risolvono in una forte pendenza della falda, alla stessa stregua di una scala in cui si sia di molto ridotta la pedata ed elevata di conseguenza l'alzata dei gradini. Un tetto siffatto non consente la copertura di edifici a manica profonda senza raggiungere dislivelli antiestetici e pericolosi tra linea di gronda e linea di colmo; quindi la casa non può svilupparsi trasversalmente al tetto oltre un certo limite, ma lo fa solo in direzione parallela alla linea di colmo. La copertura a *lose* o a scandole lignee permette invece una libertà volumetrica ben maggiore. <sup>16</sup>

#### 1.3 I sistemi di copertura

La copertura dell'edificio ha notevole importanza sia funzionale sia strutturale, in quanto dalla sua stabilità e durata dipende la conservazione dell'abitazione stessa. Le forme e i materiali sono una delle immagini più evidenti e immediate di riconoscimento e anche di identità culturale. Sono uno dei primi segni che si percepiscono e costituiscono un elemento di unificazione e di collegamento fra tutti i volumi edificati di un posto. Anche a livello simbolico, il tetto costituisce una sorta di "riassunto" della casa.<sup>17</sup>

[...] "Ripidi tetti di *piode* caratterizzano gli edifici storici ossolani nonché gli ambienti dove sono collocati. In particolare, i tetti delle case e dei rustici erano realizzati per secoli secondo tipici sistemi costruttivi utilizzanti quasi solo le risorse materiali locali: pietra, legname, calce e sabbia." [...]<sup>18</sup>

Tali sistemi vennero caso per caso, adattati da "ingegnose" maestranze alle diverse esigenze, situazioni e preferenze. Ci sono esempi di scalinate nel contempo di accesso a locali e di copertura di altrettanti locali sottostanti; aperture "a timpano" dei sottotetti rivolte verso il sole; molti sottotetti, originariamente a granaio e deposito, oggi soffittati e recuperati a stanze di abitazione; chiusura dei sottotetti generalmente arretrate di un "modulo" strutturale della copertura, in assonanza all'immagine storica del timpano aperto.<sup>19</sup>



Fig. 1-**13** - Sistema di copertura di un edificio a Castanedo, frazione di Domodossola. Oltre ad assolvere la funzione di protezione del locale sottostante nel contempo funge da scalinata di accesso al sottotetto dell'edificio adiacente.



Fig. 1-**14**- Apertura "a timpano" del sottotetto rivolta verso il sole a Crana, frazione del comune di Santa Maria Maggiore in Valle Vigezzo. Il locale in questo modo veniva utilizzato come essiccatoio per le varie coltivazioni.

#### 1.3.1 La copertura di *piode* ossolana

L'architettura tradizionale della val d'Ossola ha espresso coperture di *piode*. Il manto in beole ha imposto la forma stretta, alta e lunga che caratterizza l'architettura dell'Ossola. Il suo pregio ed il suo valore architettonico ed ambientale è legato al colore delle lastre, al loro disegno e profilo, alla tessitura,

Nota 1-**15** - GAL AZIONE OSSOLA, "Manuale di restauro conservativo per edifici di notevole importanza storica ed architettonica presenti in territorio ossolano", Ornavasso, Tipolitografia Saccardo Carlo & Figli s.n.c., 2005, pag. 64.

Nota 1-**16** - DEMATTEIS L., "Case contadine nelle Valli dell'Ossola, Cusio e Verbano", Priuli & Verlucca Editori, Ivrea, 1985, pag. 33.

Nota 1-17 - CONTI G.M., ONETO G., "Paesaggio di pietra, alberi e colore", Alberti Libraio Editore, Milano, 2008, pag. 93.

Nota 1-**18** - SCARZELLA G. P., "Tecniche di costruzione e recupero delle coperture in piode. A – Tipi e caratteri costruttivi storici", Verbania, 2013, diap. 2, lezioni ai Workshop del progetto Alp Stone Interreg Italia-Svizzera.

Nota 1-19 - SCARZELLA G. P., cit., Verbania, 2013, diap. 3, ibidem.

al rapporto dimensionale tra copertura e volume dell'edificio.<sup>20</sup>

I tetti di *piode* sono tutti costruiti secondo schemi strutturali sostanzialmente analoghi, l'armatura è costituita da capriate in legname, spesso tondo (o squadrato all'ascia) di larice o castagno. Raggiungono anche luci notevoli, fino a 8-12 m, sono inclinate sull'orizzontale dai 40 ai 45 gradi e formano una struttura che è una triangolazione spaziale. Staticamente funziona come una struttura di tiranti e puntoni

nelle tre direzioni cartesiane. È realizzato completamente di legno (a incastro) compresi i perni e le caviglie. Sopporta carichi enormi: 4-5 quintali ogni metro quadro di peso proprio, più i carichi spesso asimmetrici della neve (la neve bagnata pesa 9-10 quintali al metro cubo) e quelli dinamici prodotti dal vento e dal sisma. I correnti orizzontali (strutture secondarie) sostenuti dalle capriate (strutture primari), paralleli alla linea di gronda, sono collocati ad una distanza costante di 15 cm circa, e su questa trama vengono posate le *piode*. Le falde del tetto, si avvicinano pertanto di più ad una apparecchiatura muraria a "falsa volta" che ad un semplice strato di copertura.<sup>21</sup>

Il materiale di copertura è costituito da lastre di pietra (in ossolano piode) di gneiss di circa 60-100 centimetri di lunghezza per 40-60 di larghezza, spesse dai 5 ai 10 centimetri. Le pendenze delle falde dipendono dallo spessore delle *piode* impiegate (più spesse sono le lastre, più pendente sarà il tetto). Le *piode* della prima fila sono lunghe più di un metro e sono appoggiate quasi orizzontalmente su correnti o su assi posati su prolungamento delle catene. Una pioda pesa circa 50 chilogrammi, per coprire un solo metro quadrato ce ne vogliono da 7 a 8. Occorrono dai 3 ai 4 metri quadrati di *piode* per formare 1 metro quadrato di coperto. E qui si nota un'altra caratteristica che unica nel suo genere: il tetto tradizionale ossolano non è formato da lastre adagiate secondo pendenza del tetto e disposte su di un assito, bensì le *piode* sono posate quasi in orizzontale come se fossero un muro a secco, rifinito, inclinato e armato con legno.<sup>22</sup>

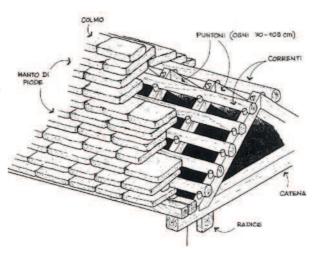


Fig. 1-**15**- Schema strutturale di un tetto in piode. Si può notare il sistema di capriate formate da puntoni e catene su cui appoggiano i correnti orizzontali che sostengono il manto di copertura in *piode*.<sup>20</sup>



Fig. 1-**16** - Orditura della struttura portante lignea e manto lapideo di una copertura in *piode* di un edifico a Marone, frazione di Trontano. Si nota l'assenza della trave di colmo e la presenza della catena in cui si incastrano i puntoni.

Vi sono ancora in Ossola alcuni tetti tradizionali coperti di scandole accanto ad alcune nuove sperimentazioni dell'utilizzo di questo materiale; questo tipo di copertura, con pendenza attorno al 35%, richiede un'orditura di sezione minore, senza l'utilizzo di capriata, è sostenuto da sistemi di piedritti controventati, legati o incastrati tra loro e le travi del solaio, che dividono il fienile ed aumentano la rigidità della struttura. La scelta del tipo di copertura, *piode* o scandole, dipende dalla possibilità di reperire sul posto il materiale: in generale le popolazioni alpine hanno sempre pensato ad economizzare il legname, che veniva utilizzato per le travi dell'orditura e per scaldarsi, la pietra era inoltre più duratura del legno.<sup>23</sup>

#### 1.3.2 Differenze strutturali rispetto alla tipologia classica alpina

La tipologia di copertura più frequente nell'arco alpino è di pietra, a due falde, strutturalmente sostenuta da un'orditura di legname possente, (larice, abete, castagno, rovere ad esempio) composta da puntoni che appoggiano sulle travi: di gronda o dormiente, di colmo e, per tetti più ampi, su terzera; esse sono unite tra loro a mezzo di chiodi in legno o incastri; nel caso di coperture particolarmente ampie

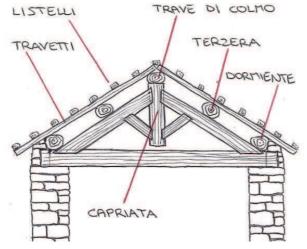


Fig. 1-17 - Tipologia di copertura alla "Lombarda". Si nota la capriata con monaco che sorregge tre livelli successivi: gli arcarecci (trave di colmo, terzere e dormienti), i travetti (o correntini) e i listelli.

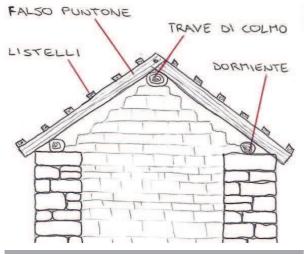


Fig. 1-18 - Tipologia di copertura alla "Piemontese". Si nota la presenza della sola trave di colmo e del dormiente (assenza delle terziere) che sorreggono due livelli successivi: i falsi puntoni (o travicelli) e i listelli.

sovente viene utilizzata la capriata, che grazie alla trazione svolta dalla catena, alleggerisce i pesi che gravano sulla struttura muraria, dando maggiore solidità alla struttura.<sup>23</sup>

Sui puntoni poggiano una serie di listelli o correnti sui quali sono appoggiate o fissate le piode, esse sono sovrapposte per buona parte tra loro. L'inclinazione della copertura è generalmente attorno al 25 – 30%, questo per consentire lo scivolamento della neve e lo scolo delle acque.<sup>23</sup>

Nel tetto ossolano si rinuncia a colmo e terzere perché il peso della copertura di piode non consente l'uso delle travi orizzontali che risulterebbero soverchiamente caricate anche su luci di soli sei o sette metri.24

Non si può accusare la tecnica carpentieristica accusandola di essere rimasta ancorata alla capriata elementare a triangolo, perché benché la capriata rinforzata da monaco e saette, o con l'aggiunta di ulteriori maglie triangolari, consentirebbe coperture di luci ben superiori, ma sarebbe comunque inutile l'introduzione di capriate complesse quando ciò che limita la profondità della manica non è tanto la difficoltà di sostenere il tetto, bensì il dislivello tra linea di colmo e linea di gronda che la forte pendenza del tetto richiede e che occorre limitare. A parte esigenze estetiche di proporzionamento, debbono essere messi in conto gli eventuali danni provocabili dallo scivolamento della neve sulla falda, evento che potrebbe verificarsi in determinate condizioni di temperatura e di innevamento. Oltre al pericolo che ciò costituirebbe per i passanti, la

Nota 1-20 - CONTI G.M., ONETO G., "Paesaggio di pietra, alberi e colore", Alberti Libraio Editore, Milano, 2008, pag. 93.

Nota 1-21 - GRAZZINI A., "Tetti in piode in Ossola e Ticino. Il comportamento statico delle strutture di pietra e della carpenteria lignea", Verbania, 2013, diap. 3, lezioni ai Workshop del progetto Alp Stone Interreg Italia-Svizzera.

Nota 1-22 - CONTI G.M., ONETO G., cit., pag. 95.

Nota 1-23 - GAL AZIONE OSSOLA, "Manuale di restauro conservativo per edifici di notevole importanza storica ed architettonica presenti in territorio ossolano", Ornavasso, Tipolitografia Saccardo Carlo & Figli s.n.c., 2005, pag. 66.

Nota 1-24 - DEMATTEIS L., "Case contadine nelle Valli dell'Ossola, Cusio e Verbano", Priuli & Verlucca Editori, Ivrea, 1985, pag. 38.

struttura verrebbe assoggettata ad oscillazioni la cui ampiezza aumenterebbe non già in proporzione alla luce coperta, ma al suo quadrato. La scossa potrebbe risultare addirittura distruttiva, come accadrebbe a seguito di altri fenomeni dinamici tipo terremoto.<sup>25</sup>

D'altra parte l'introduzione del muro di spina o di setti traversi sotto al colmo creerebbe un inutile ingombro ai piani, limitando la libertà planimetrica, senza far guadagnare nulla in profondità di manica, sempre limitata dalla lunghezza massima ammissibile per i puntoni (cinque o sei metri come nell'uso della capriata triangolare) e dall'altezza del tetto.<sup>25</sup>

Per spiegare allora le dimensioni traverse di talune abitazioni borghesi o delle chiese, pur esse coperte di *piode*, occorre notare che in questi edifici la pendenza del tetto è più ridotta rispetto a quella comunemente adottata nella casa contadina (media 85% circa, corrispondente ad una inclinazione di 40°). La riduzione è possibile utilizzando beole di copertura più pregiate per le dimensioni maggiori e lo spessore più ridotto.<sup>25</sup>

#### 1.3.3 Abaco dei componenti e lessico

#### *Tecĉ usulœn* = Tetto ossolano<sup>26</sup>

- bankina = dormiente o radice; A
- gùu = tirante o catena; B
- *kantir* = puntone; C
- tempiàr = corrente; D
   (generalmente costituito da pali di castagno o
   larice, specie legnose particolarmente durevoli
   e resistenti agli agenti atmosferici e biologici)
- kavic = cavicchio o caviglia; E
   (supporto dei correnti, infissi entro fori praticati
   sul dorso dei puntoni; essi sono di legno duro,
   oltre che resistente e durevole, come maggio ciondolo e castagno)
- biröl = perno; F
   (connette la cerniera di vertice della capriata
   costituita dalla connessione "a tenaglia" dei due
   puntoni tagliati assialmente "a mezzo legno")
- trau = trave; G
- saiœta = controtrave o saetta; H
   (piccole travi inclinate presenti nelle capriate di
   tutte le dimensioni; sono inclinate in direzione
   opposta nelle due falde)
- šbacc = puntello o traversa; I (caratteristiche delle capriate di notevole ampiezza);
- pivàt = finto tirante; L
- pioda d'grunda = lastra di gronda; M
- pecij = coprigiunto; N
- škaya = scaglia; O
- kulmægna (ij bindèy) = lastra di colmo. P

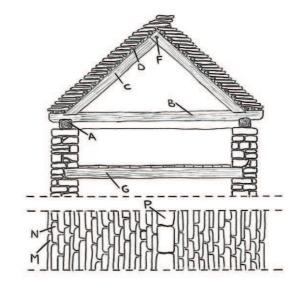


Fig. 1-**19**- Sezione e vista dall'alto di una copertura, riportante le sigle degli elementi descritti a lato.

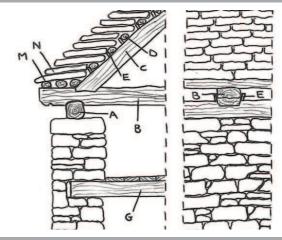


Fig. 1-**20**- Sezione e vista di lato del nodo di appoggio della capriata sulla trave di banchina, riportante le sigle degli elementi descritti a lato.

#### 1.3.4 Il sistema statico spaziale

Il sistema statico è costituito una serie di capriate reticolari spaziali, le cui luci sono di circa 120 – 140 cm. I controventi di falda sono inseriti a 2/3 circa dell'altezza della capriata, si incastrano in basso sul dormiente ed in alto sul puntone, hanno sezione circolare con la minore disposta in basso. I controventi sono inseriti forzatamente quando la falda è caricata per 1/3 (a partire dalla gronda), si innesca così uno stato tensionale di coazione. Le capriate centrali sono sempre collegate a due controventi che puntano nel medesimo verso della chiusura del nodo a "mezzo legno" del colmo, se così non fosse, quando i controventi lavorano tenderebbero ad aprire il nodo di colmo tra puntone e puntone (l'unione a mezzo legno è chiodata con un perno passante in legno di Maggiociondolo).<sup>27</sup>

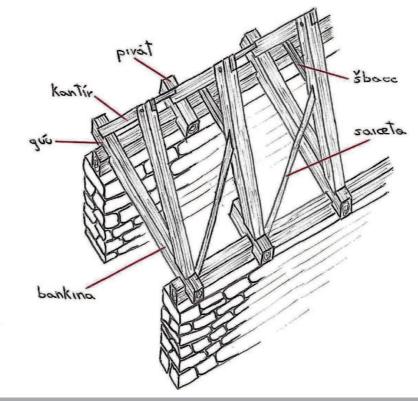


Fig. 1-21- Schema del sistema statico spaziale composto da capriate reticolari. Si nota l'alternanza tra catena e pivàt.

Nella Fig. 1-21 si nota:

- la presenza del puntello orizzontale, *šbacc* (per capriate di grandi luci 8-12 m). Esso viene inserito forzatamente per creare uno stato di coazione (se così non fosse risulterebbe scarico);
- il sottotetto fungeva da fienile o locale di sgombero. L'alternanza tra catene e *pivàt*, e la quota più bassa del solaio, garantivano una migliore accessibilità;
- in alcuni casi si ponevano delle scalette alla cappuccina per il superamento delle catene;
- in alcune vallate il solaio di sottotetto è invece in luce al tirante e quindi non esiste l'arciàl (la porzione del muro di 60-80 cm tra la sommità e la quota dell'ultimo solaio).<sup>28</sup>

Nota 1-25 - DEMATTEIS L., "Case contadine nelle Valli dell'Ossola, Cusio e Verbano", Priuli & Verlucca Editori, Ivrea, 1985, pag. 38.

Nota 1-**26** - GRAZZINI A., "Tetti in piode in Ossola e Ticino. Il comportamento statico delle strutture di pietra e della carpente-ria lignea", Verbania, 2013, diap. 2, lezioni ai Workshop del progetto Alp Stone Interreg Italia-Svizzera.

Nota 1-27 - GRAZZINI A., cit., diap. 7, ibidem.

Nota 1-28 - GRAZZINI A., cit., diap. 8, ibidem.

#### Vincoli legno-legno

Esistono diverse tipologie di vincolo legno/legno per quanto riguarda il nodo in cui si incontrano puntone, catena e dormiente. In ogni caso la regola comune prevede che il terminale esterno del puntone sull'appoggio con il dente del tirante, sono allineati sulla verticale della mezzeria del dormiente (e del muro portante); questo allineamento fa si che la risultante di compressione del puntone e di trazione del tirante sia molto prossima alla mezzeria della muratura (e comunque entro il terzo medio):

- A: Appoggio puntone su tirante a dente semplice; unione tirante/dormiente a sella; vincolo doppio laterale (due caviglie in legno duro Maggiociondolo);
- B: Appoggio puntone su tirante a dente semplice; vincolo doppio laterale (due caviglie in legno duro); unione tirante/dormiente a sella; vincolo centrale (perno in legno duro);
- C: Appoggio puntone su tirante a dente semplice; possibilità di vincolo doppio laterale (due caviglie in legno duro); unione tirante/dormiente a incastro.<sup>29</sup>

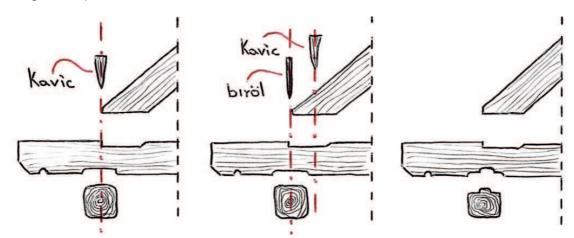


Fig. 1-22- Da sinistra verso destra (A,B e C) le differenti tipologie di vincolo tra puntone, catena e dormiente.

Si possono riscontrare delle varianti per quanto riguarda il vincolo tra puntone, catena e dormiente:

- dormienti multipli;
- sottocatena;
- puntone su dormiente con catena che unisce i dormienti.<sup>30</sup>

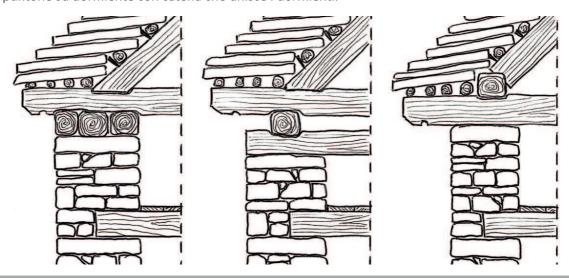


Fig. 1-23 - Da sinistra i dormienti multipli, la sottocatena e il puntone su dormiente con catena che unisce i dormienti.

A seconda della variante riscontrata, si possono verificare delle situazioni differenti per quanto riguarda la ridistribuzione dei carichi della copertura sui muri di pietra. Nel caso in cui si abbia dei dormienti multipli, il carico è distribuito omogeneamente lungo tutto l'asse del muro, mentre nel caso della sottocatena, o del puntone su dormiente con catena che unisce i dormienti, il carico è localizzato puntualmente nei luoghi in cui la catena poggia sul muro di pietra.

#### 1.3.5 Regole pratiche per il tracciamento

- si posizionano i dormienti in mezzeria ai muri portanti;
- si divide in terzi la luce (da mezzeria a mezzeria);
- si traccia un arco di cerchio con raggio = 2/3, il punto trovato è il centro del colmo (si usa una lignola da muratore);
- si ottiene un angolo di circa 41°, pendenze minori o maggiori sono date dallo spessore delle piode (che variano localmente da 4-5 cm a 10-12 cm);<sup>31</sup>
- le dimensioni (luci e sezioni) sono interdipendenti, e tendono ad uno standard su tutto il territorio ossolano (fatte salve alcune varianti locali);
- sono funzione del carico, quello del manto di piode varia da 400 a 600 kg/m², a seconda dello spessore e della pendenza della falda, il carico della neve in funzione della località e dell'altitudine;
- le dimensioni riportate di seguito sono state rilevate in una casa del '700 a Bannio e mediamente sono ricorrenti nella maggioranza delle costruzioni delle valli meridionali (Anzasca, Antrona, Bassa Ossola) per una fascia di altitudine dai 250 ai 1000 m s.l.m.<sup>32</sup>

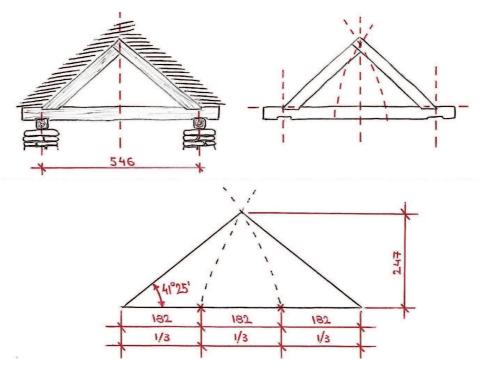


Fig. 1-24- Schema di tracciamento di una capriata. Il vertice coincide con l'intersezione dei due archi di curvatura aventi centro nel punto terminale esterno del puntone e raggio pari ai 2/3 della distanza tra le mezzerie dei dormienti.

Nota 1-29 - GRAZZINI A., "Tetti in piode in Ossola e Ticino. Il comportamento statico delle strutture di pietra e della carpenteria lignea", Verbania, 2013, diap. 10, lezioni ai Workshop del progetto Alp Stone Interreg Italia-Svizzera.

- Nota 1-30 GRAZZINI A., cit., diap. 9, ibidem.
- Nota 1-31 GRAZZINI A., cit., diap. 4, ibidem.
- Nota 1-32 GRAZZINI A., cit., diap. 5, ibidem.

#### 1.3.6 Comignoli e cornicioni

Uno degli elementi di maggiore incidenza percettiva è rappresentato dai comignoli che decorano i tetti delle case tradizionali. Nelle abitazioni più antiche non esistevano canne fumarie, a volte un foro nella murature protetto dallo stravento da una pietra (Fig. 1-26) metteva il focolare in comunicazione con l'esterno, spesso fonte di incendi o comunque di condizioni di vita insalubri. Man mano che le funzioni abitative si diversificano e un unico punto di calore non è più sufficiente a scaldare i locali, camini e relative canne fumarie si moltiplicano fino ad averne uno per stanza, dando luogo a sequenze scalari di teste di camino di gradevole effetto estetico, dato che ogni camino deve avere la propria canna distinta dalle altre per ragioni di tiraggio. Infine i

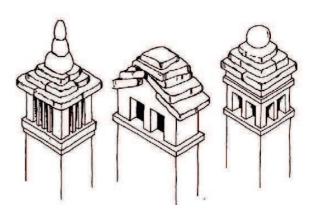


Fig. 1-25 - Schemi di comignoli con coperture di pietra. La pietra tondeggiante sulla cima è detta *ciciu* (Da CONTI G.M., ONETO G., *"Paesaggio di pietra, alberi e colore"*, Alberti Libraio Editore, Milano, 2008, pag.95).

camini e comignoli assumono anche un valore decorativo, come dimostrano le modanature, gli stucchi interni e i fregi delle cappe o i bizzarri disegni ottenuti con tegole e mattoni per formare i fornelli delle teste, o i segnavento e i fermategole.<sup>33</sup>

Altra particolarità è quella del cornicione tutto di pietra retto da mensole murate (Fig. 1-27), ricorrente nelle architetture di questa zona alpina. Tale finitura, tipica delle dimore signorili, si è andata affermando anche nelle case borghesi, mentre è rara in case contadine. Essa sottolinea quell'impressione di robustezza e di durata che traspare dal muro e dal tetto, mentre nel contempo li lega tra loro senza discontinuità di materiale. Il mascheramento della travatura ed in genere di tutto ciò che di legno poteva mostrarsi in facciata appare oggi più una ricercatezza che una necessità costruttiva; ma nei secoli scorsi costituiva uno *status symbol*, il biglietto da visita per l'appartenenza ad una classe sociale superiore.<sup>34</sup>



Fig. 1-**26**- Fumaiolo laterale sulla parete esterna (Da CONTI G.M., ONETO G., "*Paesaggio di pietra, alberi e colore*", Alberti Libraio Editore, Milano, 2008, pag.105).



Fig. 1-**27**- Particolare del cornicione tutto di pietra retto da mensole murate appoggiate su di una linea marcapiano anch'essa di pietra. L'edificio si trova a Crana, una frazione del Comune di Santa Maria Maggiore in Valle Vigezzo.

#### 1.4 Le murature di pietra

Le murature delle case rurali possono essere a secco o legate debolmente con malte magre, realizzate con pietra locale e rivestite in alcuni casi con intonaco protettivo. Le tipologie presenti in Ossola sono:

- muratura di pietra a vista (Fig. 1-28);
- muratura con riempimento dei giunti con calce idrata (Fig. 1-29);
- muratura intonacata (Fig. 1-30).

La pietra da costruzione è stata da sempre scelta ed utilizzata per la realizzazione di edifici viste le sue proprietà di durevolezza, resistenza alla compressione ed alla rottura, segabilità e non gelività. La muratura degli edifici storici è realizzata con la posa di pietre a corsi più o meno regolari, spesso si tratta di scaglie di differenti dimensioni, squadrate o grezze a seconda della qualità del materiale e della tipologia di edificio; la qualità del materiale utilizzato condiziona anche la colorazione a la tessitura della stessa. I muri esterni di pietra sono spesso stilati o intonacati con malta di calce o sabbia reperita nelle vicinanze dell'edificio oggetto. Le murature, al di là della tecnologia vera e propria di realizzazione, sono strettamente legate alla qualità delle rocce utilizzate (graniti, gneiss, ecc...), alla provenienza della materia prima, ma soprattutto all'attenzione e alla precisione posta dal costruttore nella realizzazione del manufatto.35

Lo spessore delle murature perimetrali degli edifici abitativi o rurali oscilla tra i 50 e i 70 centimetri, tradizionalmente le pietre sono posate a secco e solo sporadicamente sono legate con la calce. In alcuni casi, specie per quanto riguarda i locali ai piani interrati o al piano terra, dalle murature perimetrali si generano volte ad archi di pietra non lavorate e posate a coltello. Vi sono inoltre sistemi di tamponamenti in tavole di legno realizzati sui vuoti della muratura o murature irrigidite da travi incro-



Fig. 1-28 - Tipologia ossolana di muratura in pietra a vista completamente a secco.



Fig. 1-**29**- Tipologia ossolana di muratura in pietra a vista con giunti in calce idrata.



Fig. 1-**30**- Tipologia ossolana di muratura in pietra rivestita di intonaco protettivo.

Nota 1-**33** - GAL AZIONE OSSOLA, "Manuale di restauro conservativo per edifici di notevole importanza storica ed architettonica presenti in territorio ossolano", Ornavasso, Tipolitografia Saccardo Carlo & Figli s.n.c., 2005, pag. 72.

Nota 1-34 - DEMATTEIS L., "Case contadine nelle Valli dell'Ossola, Cusio e Verbano", Priuli & Verlucca Editori, Ivrea, 1985, pag. 43.

Nota 1-35 - GAL AZIONE OSSOLA, cit., pag. 52.

ciate di legno. Nelle case doppie le pareti che separano le due unità abitative hanno più o meno le stesse dimensioni e caratteristiche dei muri perimetrali; meno frequenti sono i muri divisori più sottili o quelli realizzati a graticcio; ancor con minore frequenza negli edifici di pietra si trovano pareti divisorie interne di legno. I pilastri sono un elemento fondamentale delle costruzioni di pietra, possono avere sezione quadrata o circolare, sostengono i solai dei vari piani o il tetto consentendo di scaricare dal peso parti della muratura e di creare vuoti, da utilizzare come logge o balconate. All'interno dell'edificio sostengono volte, che creano grandi spazi liberi. I pilastri possono essere realizzati come assemblaggio di blocchi di pietra o come unico elemento, di pietra o più raramente di legno. <sup>36</sup>

In Ossola vi sono inoltre edifici, prevalentemente a Macugnaga e Formazza, realizzati con base di pietra e sviluppo dell'edificio verso l'alto di legno. Spesso il legame tra i due elementi è determinato da piccoli funghetti di pietra e legno (Fig. 1-31) inseriti nella costruzione per isolarla meglio ed impedire l'ingresso di ospiti indesiderati (topi, ghiri, ecc...). nelle valli Antigorio, Formazza ed in Valle Anzasca, le popolazioni hanno sviluppato una tecnica di lavorazione del legno: le pareti sono realizzate con assi o tavole squadrate e incastrate tra loro con il sistema a *blockbau*, di grande resistenza statica e termica.<sup>36</sup>



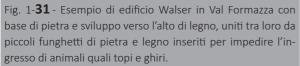




Fig. 1-**32**- Abitato di Salecchio Superiore, situato nel comune di Premia in Val Formazza. L'insediamento, situato a 1510 m, è uno degli esempi di comunità Walser presenti in Val d'Ossola con gli edifici a sistema *blockbau*.

#### 1.4.1 L'evoluzione delle tecniche murarie

L'analisi delle tecniche murarie degli edifici di pietra in Ossola, permette di affermare che poche sono state le trasformazioni tecniche degne di significato dal XVI al XIX secolo. I paramenti murari esterni sono tradizionalmente realizzati a corsi non molto regolari utilizzando conci in pietra semplicemente spaccati, solo nel XVI secolo spiccano conci angolari ampi, spessi e ben riquadrati, ben visibili e chiaramente identificabili. Nel secolo successivo i cantonali tendono ad essere meno evidenti in quanto molto spesso il paramento murario diviene più irregolare risultando quasi sempre intonacato.<sup>37</sup>

Nei secoli precedentemente descritti, per quanto concerne la trasformazione degli edifici e quindi l'introduzione di nuove aperture nei muri di pietra a vista, piuttosto che inserire grosse pietre sagomate, si preferiva lasciare i bordi con intonaco di calce, il cosidetto collarino. L'imbiancatura di quest'ultimo era, nei periodi di peste, un segno di risanamento dell'edificio. I cantonali del XVIII secolo risultano invece più sottili e semplicemente spaccati, la facciata appare più spesso intonacata, mentre nel XIX secolo l'intonaco ricopre tutto il perimetro.<sup>38</sup>

Degna di considerazione è anche la tecnologia di realizzazione delle aperture: le più antiche erano realizzate con massi di forma triangolare per consentire una adeguata distribuzione dei carichi, successivamente precedute da un arco in pietra o da una trave in legno, per dare elasticità alla struttura sottoposta a carichi notevoli, specie nel periodo invernale.<sup>38</sup>

#### 1.4.2 Classificazione delle murature

Per quanto riguarda le murature di pietra, prevalentemente a secco, recenti studi hanno definito una classificazione di quelle più diffuse in relazione alle caratteristiche costruttive. I criteri di analisi dei diversi generi di muratura, sono basati sui seguenti elementi di valutazione:

- 1) piani di posa orizzontali della pietra. I corsi orizzontali possono essere rigorosamente rispettati, parzialmente rispettati o non rispettati;
- 2) sfalsamento dei giunti verticali, con piani di posa orizzontali bene individuabili. E' opportuno specificare che lo sfasamento dei giunti verticali, nei muri di pietra, va inteso sia rispetto agli elementi

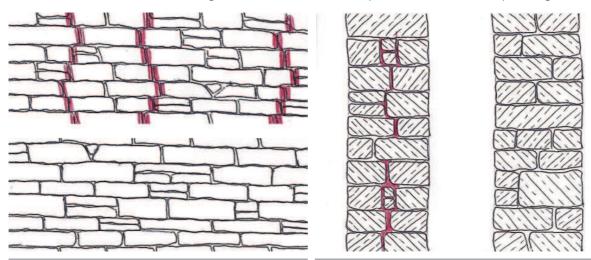


Fig. 1-33 - Nel prospetto di sopra, rispetto a quella di sotto, si può notare un non perfetto sfasamento dei giunti verticali dovuto ad una scorretta posa degli elementi lapidei superiori ed inferiori dello stesso paramento murario.

Fig. 1-34- Nella sezione di sinistra, rispetto a quella di destra, si può notare un non perfetto sfasamento dei giunti verticali tra gli elementi lapidei che compongono il paramento murario interno e quello esterno.

superiori e inferiori dello stesso paramento murario (Fig. 1-33), sia rispetto ai conci di pietra che compongono il paramento murario sulla faccia opposta della muratura nel caso di murature a doppio paramento (Fig. 1-34). Infatti, bisogna ricordare che la procedura di costruzione dei muri di pietra, portava alla esecuzione in contemporanea del paramento interno e di quello esterno lungo il perimetro dell'edificio, in modo da farlo crescere contemporaneamente;

- 3) conformazione e dimensione degli elementi resistenti, per esempio:
  - 3.1) blocchi squadrati lavorati (con lavorazione mediamente o finemente curata); sono quelli più regolari per forma e classi di dimensione;
  - 3.2) blocchi "sbozzati", semilavorati da spacco; si tratta di elementi di cava sui quali le lavorazioni sono ridotte al minimo, prevalentemente per conferire dimensioni e conformazioni adatte a una determinata collocazione nell'edificio;

Nota 1-36 - GAL AZIONE OSSOLA, "Manuale di restauro conservativo per edifici di notevole importanza storica ed architettonica presenti in territorio ossolano", Ornavasso, Tipolitografia Saccardo Carlo & Figli s.n.c., 2005, pag. 53.

Nota 1-37 - GAL AZIONE OSSOLA, cit., pag. 10.

Nota 1-38 - GAL AZIONE OSSOLA, cit., pag. 11.





Fig. 1-**35** - Torre campanaria di Montecrestese, esempio di tipologia A: murature con blocchi squadrati accuratamente lavorati con piani di posa orizzontali ben delinati e regolari.<sup>40</sup>

Fig. 1-**36**- Esempio di tipologia B.1: murature connotate dalla presenza di grandi cantonali, nelle quali la tessitura intermedia è stata eseguita con elementi più piccoli a spacco.<sup>41</sup>

- 3.3) blocchi a spacco impiegati in opera tal quali, senza alcuna lavorazione aggiuntiva atta a modificarne dimensioni o geometrie, compresi piccoli elementi ("scapoli") atti a colmare o riempire gli spazi tra gli elementi maggiori;
- 4) ingranamento trasversale son presenza di "diatoni" (elementi di maggiore dimensione, con funzione di legatura, attraversanti la sezione muraria per tutto lo spessore, in particolare presenti presso le aperture o nei risvolti angolari delle maniche degli edifici), oppure parziale ingranamento tra elementi con conci di pietra con sovrapposizione a 2/3 dello spessore della sezione muraria.<sup>39</sup>

Sulla base di questi quattro criteri di valutazione delle caratteristiche costruttive, sono state definite le caratteristiche di quattro grandi insiemi di tipologie murarie, così classificate:

• A) murature con blocchi squadrati accuratamente lavorati, caratterizzate da piani di posa orizzontali ben delineati e regolari, con sfalsamento dei giunti verticali, con blocchi sfalsati negli spigoli e nei risvolti angolari, presenza di diatoni parziali (a 2/3 dello spessore del muro) oppure passanti (questi ultimi poco frequenti o sporadici). I giunti di malta, se presenti, sono sottili (Fig. 1-35);<sup>40</sup>



Fig. 1- $\bf 37$ - Esempio di tipologia B.2: murature con piani orizzontali bene individuabili ma senza la presenza di grosse pietre angolari o cantonali. $^{41}$ 



Fig. 1-**38** - Esempio di tipologia B.3: murature con blocchi a spacco di dimensioni e forme non regolari, con piani di posa orizzontali abbastanza evidenti.<sup>41</sup>

- B) murature con blocchi sbozzati (semi lavorati) da pietra a spacco (provenienti da cave o da "trovanti") con le seguenti varianti:
  - B.1) murature connotate dalla presenza di grandi cantonali (pietre da cantone) più o meno rifiniti, nelle quali la tessitura intermedia (tra i cantonali) è stata eseguita con elementi più piccoli a spacco. I piani di posa orizzontali sono normalmente bene individuabili, frutto delle modalità esecutive del doppio paramento (interno ed esterno) eretto contemporaneamente (Fig. 1-36);
  - B.2) murature con piani orizzontali bene individuabili ma senza la presenza di più grosse pietre angolari o "cantonali", con blocchi di grandi dimensioni (di lunghezza fino a 50-60 cm, altezza pari a 20-30 cm, spessore tra i 20 ed i 30 cm) (Fig. 1-37);
  - B.3) murature con blocchi a spacco di dimensioni e forme non regolari, con piani di posa orizzontali abbastanza evidenti, sebbene non sempre ben regolari. In questi casi, gli spigoli e i risvolti angolari della manica sono risolti con l'incrocio degli elementi lapidei correnti, non con i cantonali. Le murature sono in prevalenza più grossolane che nel caso B.1, sebbene sempre costruite con la procedura della esecuzione contemporanea del doppio paramento (Fig. 1-38);<sup>41</sup>





Fig. 1-39- Esempio di tipologia C: muratura con blocchi cantonali semilavorati. il paramento è abbastanza eterogeneo e realizzato con elementi di più piccola dimensione.<sup>42</sup>

Fig. 1-40 - Esempio di tipologia D: muratura realizzata con blocchi a spacco o trovanti eterogenei, per forma e dimensione, non lavorati e utilizzati tal quali dall'estrazione.<sup>42</sup>

- C) muratura "ottocentesca", costruita con blocchi cantonali semilavorati, più regolari negli spigoli che in prossimità delle aperture; il paramento murario è abbastanza eterogeneo, è realizzato con pietre di più piccola dimensione rispetto alle categorie precedenti, anche con l'impiego di scaglie e di elementi derivanti dalla lavorazione di pietre più grandi. Queste murature mostrano dei ricorsi orizzontali di regolarizzazione in prossimità di aperture e di solai (Fig. 1-39);
- D) muratura realizzata con blocchi a spacco o "trovanti" eterogenei, per forma e per dimensione; i blocchi non appaiono lavorati, bensì utilizzati tal quali dall'estrazione. La muratura non ha, in genere, dei corsi orizzontali facilmente individuabili (talvolta accennati o sporadici) e presenta dei blocchi di più grande dimensione nei risvolti angolari. Delle tipologie di marature presenti è la meno raffinata e dal punto di vista statico, la meno affidabile (Fig. 1-40).<sup>42</sup>

Nota 1-39 - NELVA R., ZERBINATTI M., "Muratura di pietra, in: Manuale per il recupero del patrimonio architettonico di pietra tra Verbano Cusio Ossola e Canton Ticino", Provincia del Verbano Cusio e Ossola, Verbania, 2015, pag. 4-37.

Nota 1-40 - NELVA R., ZERBINATTI M., cit., pag. 4-38.

Nota 1-41 - NELVA R., ZERBINATTI M., cit., pag. 4-39.

Nota 1-42 - NELVA R., ZERBINATTI M., cit., pag. 4-40.



Fig. 1-**41**- Edificio a Croppomarcio, frazione di Montecrestese, destinato all'attività produttiva agricola che presenta grosse aperture nell'ultimo piano destinato a fienile.



Fig. 1-42 - Edificio ad uso residenziale che presenta porte di accesso ai singoli locali e finestre di piccole dimensioni per ridurre la dispersione del calore.

#### 1.4.3 Le aperture

Le aperture delle case alpine hanno dimensioni piuttosto modeste, in quanto l'obbiettivo fondamentale nella realizzazione dell'edificio è sempre stato quello della conservazione del calore. Esse sono spesso rette da davanzali e architravi di pietra o di legno e possono avere forma quadrata o rettangolare; la forma della parte superiore ad arco, formata da conci disposti di spina, chiusi in chiave e in testa da conci decorati (che possono anche essere aggettanti), è segno di un'origine più antica della costruzione; la coesistenza delle due tipologie, arco e trave è invece indice di interventi differenziati nel tempo. Per quanto riguarda i fienili, le cantine e i locali per la conservazione degli alimenti, esse erano aerati con piccole feritoie rettangolari riquadrate di pietra.<sup>43</sup>

I telai dei serramenti e le ante sono sempre rientranti rispetto al filo del muro esterno. A volte le aperture presentano, nello spessore del muro, una strombatura aperta verso l'esterno che consente di captare meglio la luce seguendo l'inclinazione dei raggi solari. Una riquadratura a calce o un intonaco in colore o con decori, attorno all'apertura, sottolinea l'importanza e il pregio dell'abitazione.<sup>44</sup>



Fig. 1-43- Esempio di doppio portale binato costituito da archi con grandi conci disposti di taglio e stipidi monolitici. Le rispettive porte sono costituite da due antoni di legno.



Fig. 1-**44** - Classica porta con stipidi in muratura di pietra ed architrave di legno. Il portone di ingresso presenta due antoni di legno ed uno presenta una piccola apertura per la luce.

#### **Porte**

Nelle costruzioni di pietra le soglie, gli stipiti e gli architravi sono generalmente di legno e fungono anche da telaio. Solo pochi edifici più antichi presentano stipiti ed architravi monolitici che ricordano l'architettura delle costruzioni romaniche colte. Gli architravi costituiti da due o tre travi massicce affiancate sono talvolta leggermente curvi, incastrano nei muri sino ad una profondità di cinquanta centimetri e, per proteggere il legno dall'acqua, sopra di essi vengono talvolta infilate piode aggettanti di circa una spanna. Negli edifici più grandi non mancano le porte con soglie, stipiti, architrave e sopraluce incorniciati da monoliti di pietra, perfettamente squadrati e talvolta sormontati da archi ribassati per scaricare lateralmente i pesi.44

Grande è la varietà di porte e portoni nella tradizione alpina. Le tavole possono essere disposte orizzontalmente o verticalmente, con specchiature, incastri, borchie, incisioni e riporti, cardini, serrature, chiavistelli di ferro battuto, di disegni molto vari, opera di abili fabbri. Le porte a due battenti, realizzate con assi orizzontali sono assai rare, mentre il tipo più diffuso è quello realizzato da tre assi orizzontali esterne sulle quali sono affrancati i cardini e il chiavistello e inchiodati ad esso vi sono assi verticali.<sup>43</sup>



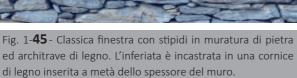




Fig. 1-46- Esempio di finestra con cornice di pietra e inferiata incastrata. Si nota l'architrave di legno e il voltino di pietra per evitare di scaricare i pesi direttamente sulla cornice.

#### **Finestre**

Le finestre presentano forme molto diverse che vanno dalla semplice feritoia alla finestra ottocentesca munita di talai, di ante vetrate, di scuri e di inferriate. I modelli più antichi sono molto piccoli, misurano poco più di 15-20 centimetri di larghezza e 20-30 centimetri di altezza, non hanno davanzali e, non di rado, presentano montanti e architravi monolotici che, anche in questo caso, ricordano l'edilizia romanica colta. Quando ci sono telai, essi sono costituiti da due montanti fissati su travicelli orizzontali. Con l'introduzione del vetro vengono aperte finestre più grandi e sovente strombate sia all'interno che all'esterno per aumentare l'illuminazione dei locali. Le spalle si presentano come una semplice interruzione della muratura, generalmente poco curata, gli architravi sono di legno e costituiti da travi orizzontali a volte rinforzati da una pioda, oppure da archi ribassati realizzati con pietre posate a coltello.<sup>44</sup>

Analogalmente alle porte, anche negli edifici più modesti si trovano finestre incorniciate da monoliti di pietra tagliati con arte e nei quali sono infissi i tondini delle inferriate. Le finestre del piano terreno sono sempre provviste di inferiate (grate di ferro battuto ad anelli passanti, le più recenti si distinguono per la presenza di saldature), mentre gli scuri sono meno frequenti e formati da semplici assicelle. Le ante vetrate interne, le inferriate e gli scuri esterni sono fissati in successione al medesimo telaio, generalmente posato a metà del muro. Molte finestre sono circondate da collarini, i più grezzi presentano un aureola di calce, più o meno larga, di forma irregolare, che ricopre anche i lati interni sino al telaio. Altri collarini sono invece più regolari e formalmente elaborati a sgraffito oppure dipingendo di bianco il riquadro interno.<sup>45</sup>

#### 1.4.4 Gli orizzontamenti

Spesso gli orizzontamenti sono costituiti da assi appoggiate sue tre o più travi generalmente poste in modo che il loro prolungamento oltre il muro perimetrale costituisca un buon sostegno a balconate e ballatoi; meno freguenti sono invece i soffitti costituiti da una fitta trama di travi riempite di pietrame misto a calce; qualche volta, e non solo nei locali adibiti a cucina, sopra l'assito è appoggiato un lastricato tramite uno strato di sabbia o di calce molto magra oppure ricoperti con uno spesso strato di calce molto resistente. In altri casi il solaio tra il piano terra o l'interrato e il piano superiore era costituito da una volta realizzata completamente in pietra, talvolta intonacata, che permetteva di affrontare discrete luci mantenendo ben coeso l'edificio. Solo in epoca recente è stato introdotto il ferro per le strutture dei solai, offrendo vantaggi notevoli rispetto al legno. Possono essere costituite da travetti in legno con tavelle in laterizio oppure il riempimento può essere realizzato con un getto di gesso e calcinacci in cui sono interposte traverse di ferro di sezione quadrata o rettangolare, con le estremità opportunamente ripiegate sui ferri a T ovvero inbullonate alla parete verticale a una distanza costante di un metro l'una dall'altra. In solai di ferro e laterizio si allestiscono fra trave e trave delle voltine di mattoni a sesto ribassato aventi 1/12 di freccia e lo spessore di una testa di mattone, l'armatura di queste voltine è fatta di tavole. Per mezzo di traversine di ferro con sezione a T capovolto, collocate trasversalmente sulle ali inferiori delle travi si può completare un solaio metallico, quando ci si deve installare sopra un pavimento in legno; sotto le voltine il soffitto può essere intonacato. I pavimenti possono essere realizzati anche in pietrini di cemento compresso, che richiamano quelli selciati.<sup>46</sup>



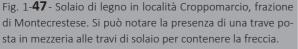




Fig. 1-**48**- Volta di pietra in un piccolo rudere a Cosasca Monte, frazione di Trontano. Si nota lo spessore molto ridotto della volta e il posizionamento delle singole pietre.

#### 1.5 I materiali

La pietra, utilizzata in passato prevalentemente nelle medie valli e nel fondovalle, è tuttora impiegata allo stato naturale, semilavorata o finemente lavorata. La si adopera senza alcuna lavorazione per la realizzazione di murature, volte, voltini e per la posa di coperture negli edifici di minor pregio; viene utilizzata semilavorata in cantonali e stipiti di murature, archi, pavimenti e coperture; viene inoltre lavorata finemente per la realizzazione di conci angolari, architravi, mensole, lastre di balconi e fasce marcapiano. In genere, per le sue caratteristiche costruttive, la pietra ha una prevalenza sul legno, tranne che nelle aree di cultura Walser. Ciò non toglie che il legno sia stato molto usato sia per le componenti strutturali, che per quanto riguarda tamponamenti interni o serramenti; all'interno dell'edificio era utilizzato per l'orditura del tetto e poteva essere impiegato per gli orizzontamenti, le scale e i setti divisori.<sup>47</sup>

#### 1.5.1 L'utilizzo della pietra ossolana nell'architettura locale

Numerose sono le pietre estratte nelle cave ossolane, e, in particolare, è possibile ricordare:

- gli gneiss: serizzo e beole, reperibili nelle cave delle Valli Antigorio e Formazza, in Val Divedro, nella bassa Ossola e nei Comuni di Trontano, Beura-Cardezza e Montecrestese;
- i marmi: presenti in cave situate a Crevoladossola, Candoglia e Ornavasso;
- i graniti: si ricordano solo le cave di Montorfano e Mergozzo, Baveno e Mottarone.<sup>48</sup>

Il materiale lapideo ossolano è da sempre protagonista di grandi architetture del passato e del presente, e, in particolare:

- marmo di Candoglia: con esso è stato realizzato il Duomo di Milano, la cui edificazione ha avuto inizio nel 1387, e tutt'oggi il materiale è vincolato ad utilizzo esclusivo da parte della Fabbrica del Duomo;
- dolomia cristallina o marmo bianco di Crevoladossola: questa pietra è stata utilizzata per la realizzazione sia della Chiesa Maggiore (XV secolo) che per l'edificazione del Duomo di Pavia (XVII secolo), per il colonnato e le statue dell'Arco della Pace di Milano, e più recentemente, per l'imponente scultura dell'Unicef intitolata "L'Uovo della Pace" (impiegando ben 27 tonnellate di Palissandro);
- granito bianco di Montorfano: con esso sono state realizzate le 84 colonne esterne alla chiesa di San Paolo Fuori le Mura a Roma, le colonne interne del Santuario della Madonna di Pompei, le colonne dei portici di Torino, alcune pavimentazioni di recente posa in Arabia Saudita;
- granito verde di Mergozzo: questo materiale è stato utilizzato per costruire le più recenti scale di ingresso alla stazione Centrale di Milano;
- granito rosa di Baveno: esso è stato utilizzato per scolpire il monumento a Cristoforo Colombo a New York ed il Palazzo Reale a Bangkok;
- serizzo: utilizzato spesso dai progettisti locali ha avuto anche impieghi nel rivestimento della metropolitana di Milano, Bruxelles e Singapore, nella pavimentazione degli aeroporti di Francoforte e Malpensa, oltre ad alcune facciate dei grattacieli a Manhattan (New York);
- beola: oltre alle coperture tradizionali che caratterizzano il territorio ossolano la beola è stata fornita per la realizzazione della pavimentazione dell'aeroporto di Amsterdam.<sup>47</sup>

Nota 1-45 - GAL AZIONE OSSOLA, "Manuale di restauro conservativo per edifici di notevole importanza storica ed architettonica presenti in territorio ossolano", Ornavasso, Tipolitografia Saccardo Carlo & Figli s.n.c., 2005, pag. 60.

Nota 1-46 - GAL AZIONE OSSOLA, cit., pag. 73.

Nota 1-47 - GAL AZIONE OSSOLA, cit., pag. 10.

Nota 1-48 - GAL AZIONE OSSOLA, cit., pag. 18.

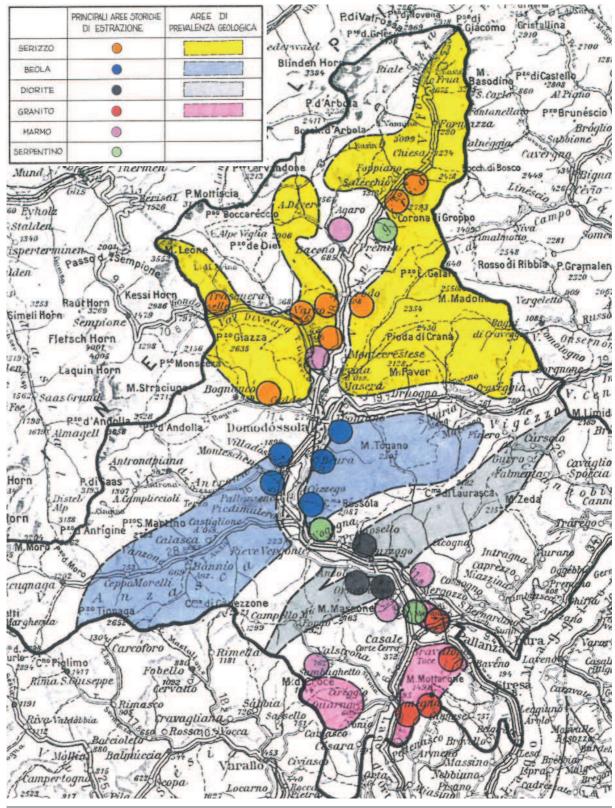
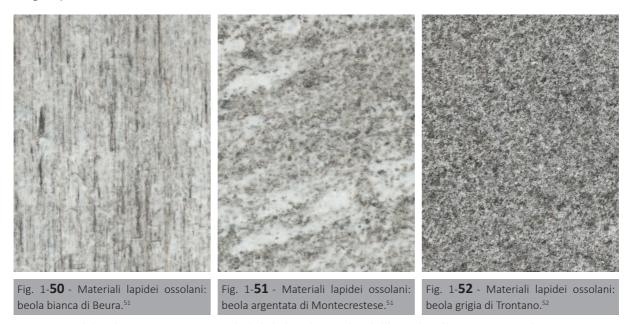


Fig. 1-49 - Cartina raffigurante i confini della provincia del Verbano Cusio e Ossola con indicazione delle aree di prevalenza geologica e delle principale aree storiche di estrazione dei vari materiali. Si può facilmente notare come a sud, nelle zone dei laghi Maggiore e Orta, vi sia una prevalenza di graniti e marmi; nell'estremità nord, la Val Divedro e Val Antigorio Devero Formazza, vi siano quasi esclusivamente i serizzi; mentre nella parte centrale della Val d'Ossola, da Ornavasso fino a Domodossola, via siano prima le dioriti e poi le beole (Da CONTI G.M., ONETO G., "Paesaggio di pietra, alberi e colore", Alberti Libraio Editore, Milano, 2008, pag. 147).

#### **Beola**

La beola è uno ortogneiss granitico appartenente alla falda del Monte Rosa, roccia metamorfica prevalentemente formata da quarzo feldspato e miche. Avendo subito un processo di metamorfismo dinamico dovuto a pressioni orogenetiche, i cristalli dei minerali più fragili subiscono una frantumazione, mentre quelli dei minerali più resistenti tendono a disporsi in piani paralleli normali alla direzione della pressione. La roccia si presenta stratificata, anche in quanto i minerali componenti i vari strati sono spesso di differente colorazione, e scistosa. A seconda del colore, della composizione e dell'aspetto, la beola può essere bianca, grigia, argentata o ghiandonata. La scistosità, o divisibilità, fa si che tende a sfaldarsi lungo piani paralleli. Quindi la beola si presta alla formazione di lastre sottili. Lo sfaldamento può avvenire naturalmente, nel corso dei movimenti e delle erosioni che subiscono, per vari motivi, gli strati affioranti di roccia, oppure artificialmente mediante l'inserimento di un cuneo o di uno scalpello lungo il piano di sfaldamento.<sup>49</sup>



Le cave di beola sono, con ogni probabilità, le più antiche dell'Ossola e l'esportazione di questo materiale sembra risalire alla fine del XIII secolo, quando fu reso navigabile il Navoglio Grande sino a Milano. Può darsi però che già gli antichi romani sfruttassero questa pietra dato che l'antica via romana passava per la località di Beura, paese da cui si ipotizzi prenda il nome. <sup>50</sup>

#### Serizzo

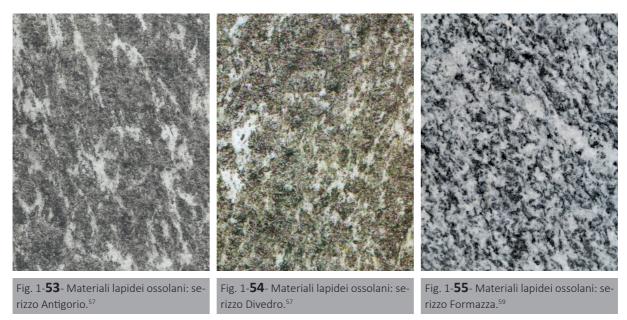
Il serizzo o gneiss granitoide, è una roccia metamorfica di colore grigio-chiaro o scuro. E' assai apprezzato per le sue qualità di resistenza meccanica e durevolezza tanto che, viene usato per pavimenti, rivestimenti, scale, cordoli stradali, muri con pietra a vista, architravi, colonne e monumenti. Il serizzo abbonda nella Valle Antigorio, da Oira alla Val Formazza. I blocchi che se ne ricavano in parte vengono lavorati da laboratori lapidei e trasformati in lastre per rivestimenti, pavimentazioni ed altro, in parte

Nota 1-49 - SIMONIS G., "Costruire con la pietra", Milano, BEMA Editrice, 1983, pag. 21.

Nota 1-**50** - MARIAN M., "I Materiali, in: Manuale per il recupero del patrimonio architettonico di pietra tra Verbano Cusio Ossola e Canton Ticino", Provincia del Verbano Cusio e Ossola, Verbania, 2015, pag. 4-10.

Nota 1-**51** - GAL AZIONE OSSOLA, "Manuale di restauro conservativo per edifici di notevole importanza storica ed architettonica presenti in territorio ossolano", Ornavasso, Tipolitografia Saccardo Carlo & Figli s.n.c., 2005, pag. 20.

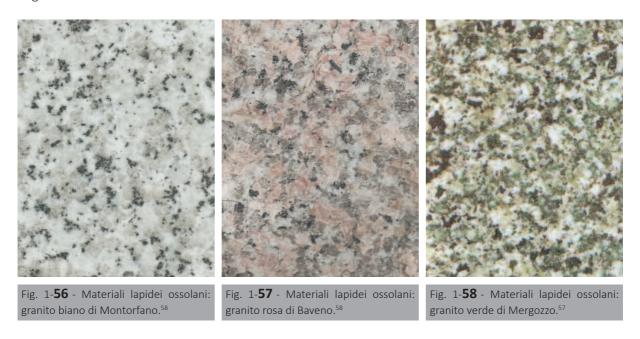
Nota 1-**52** - GAL AZIONE OSSOLA, cit., pag. 21.



esportati. Molte cave di serizzo sono in piena produzione anche in Val Divedro, dopo che l'asse viario del Sempione favorì questa valle che per prima nell'Ossola ebbe una strada moderna. Tutte le cave di serizzo dell'Ossola restano in attività anche ai giorni nostri, sebbene minore sia il dispendio di fatiche degli uomini e più facile il trasporto con i mezzi meccanici moderni. Il serizzo e la pietra in genere nell'Ossola hanno ancora ed avranno nel futuro grande importanza nell'economia della zona.<sup>53</sup>

#### Granito

Il nome granito deriva dal latino *granum*, cioè fatto a grani. È una roccia primaria ignea intrusiva, si è cioè formata per il raffreddamento e la cristallizzazione di magma fuso all'interno della camera magmatica sotto terra, anche a 200 km di profondità. Raffreddando molto in fretta acquisisce quell'aspetto a macchie dato dai cristalli che contiene. La composizione mineralogica dipende dall'associazione tra quarzo (presente in granuli aggregati dall'aspetto vetroso), minerali della famiglia dei feldspati (ortoclasio e plagioclasio) e numerosi minerali accessori. Nel Verbano Cusio Ossola sono presenti tre diversi tipi di granito:



- granito bianco di Montorfano;
- granito rosa di Baveno;
- granito verde di Mergozzo.

Il granito di Montarfano è di colore bianco per la presenza di quarzo e feldspato, mentre i puntini neri sono una varietà di mica. Nel granito di Baveno, invece, il colore rosa è dovuto all'alterazione del ferro che sostituisce in parte l'alluminio nel reticolo cristallino del feldspato potassico.<sup>54</sup>

#### Marmi

I marmi del Verbano Cusio Ossola, seppure quantitativamente ridotti rispetto ad altri materiali, hanno avuto già nel passato notevole sfruttamento sia per le loro intrinseche caratteristiche sia per la buona viabilità garantita dai corsi d'acqua e dal Lago Maggiore, che hanno permesso di raggiungere facilmente città come Milano e Pavia.55

Poco a nord della zona dei graniti si estraggono i marmi calcitici di Candoglia. Oggi, questa tipologia di marmo, è in pratica fuori commercio, poichè le cave sono di proprietà della "Veneranda Fabbrica del



Duomo di Milano" a partire dal 1387 e il materiale è stato ed è tuttora usato esclusivamente per gli interventi di manutenzione e restauro dello stesso Duomo di Milano.<sup>55</sup>

Poco a nord di Domodossola sono coltivati, in un'unica cava, le numerose varietà del marmo dolomico di Crevoladossola, il Palissandro. Questo pregiato materiale appartiene ad un insieme di sedimenti calcarei e calcareo-silicei risalenti al mesozoico metamorfosati in età alpina. Le varietà più note sono quattro: Onciato, Classico, Blu Nuvolato e Bluette. In questo periodo la produzione è particolarmente intensa e l'ampliamento della cava ha portato alla luce nuove e apprezzate varietà.<sup>56</sup>

Nota 1-53 - GAL AZIONE OSSOLA, "Manuale di restauro conservativo per edifici di notevole importanza storica ed architettonica presenti in territorio ossolano", Ornavasso, Tipolitografia Saccardo Carlo & Figli s.n.c., 2005, pag. 18.

Nota 1-54 - CONTI G.M., ONETO G., "Paesaggio di pietra, alberi e colore", Alberti Libraio Editore, Milano, 2008, pag. 27.

Nota 1-55 - MARIAN M., "I Materiali, in: Manuale per il recupero del patrimonio architettonico di pietra tra Verbano Cusio Ossola e Canton Ticino", Provincia del Verbano Cusio e Ossola, Verbania, 2015, pag. 4-12.

Nota 1-**56** - MARIAN M., cit., pag. 4-13.

Nota 1-57 - GAL AZIONE OSSOLA, cit., pag. 21.

Nota 1-58 - GAL AZIONE OSSOLA, cit., pag. 20.

Nota 1-**59** - MARIAN M., cit., pag. 4-9.

#### 1.5.2 L'utilizzo del legno nella tradizione architettonica ossolana

Il legname non era utilizzato solo nelle case di origine tedesca, ma anche in quelle di pietra, specie per quanto riguarda serramenti interni ed esterni, partizioni interne, orditure di coperture, solai di interpiano e collegamenti verticali.<sup>60</sup>

#### Larice

Il larice è uno tra i materiali fondamentali per quanto riguarda la realizzazione dell'edificio in Ossola ed in particolare per l'area Walser, che utilizza prevalentemente la tecnologia a *blockbau*. Specie tipica dell'alta montagna, il larice è diffuso in tutta l'Europa centrale e particolarmente nelle Alpi, nei Carpazi, in Polonia. In Italia è frequente sulle Alpi sino ai 2800 m in boschi puri o misti con altre resinose (abete rosso, pino). Può superare 35 m di altezza e 1,2 m di diametro. È una conifera che si sviluppa con lentezza, resiste alle gelate ed alle interperie, prospera in ogni terreno. Cresce bene in pieno sole, non sopporta nemmeno la più leggera copertura e soffre dell'umidità dell'aria. Ad alta quota, sui ripidi pendii è frequente la curvatura alla base dei fusti indotta dallo strato nervoso. Il larice era utilizzato dalle popo-







Fig. 1-**62** - Taglio perpendicolare di un tronco di larice.

Fig. 1-**63** - Taglio perpendicolare di un tronco di abete rosso.

Fig. 1-**64** - Taglio perpendicolare di un tronco di castagno.

lazioni alpine per la realizzazione di: murature portanti a *blockbau*, solai, loggiati, strutture di copertura, canali di gronda. L'abbattimento, la sfrondatura, la scorteggiatura, lo sgrossamento degli alberi ed il loro trasporto avvenivano durante il periodo invernale, approfittando così sia del momento di stasi del ciclo vegetativo sia della presenza della neve che permetteva l'utilizzo delle slitte.<sup>60</sup>

#### Abete rosso

L'abete rosso è diffuso in tutta Europa (centrosettentrionale) praticamente dal nord dei Pirenei fino alla Russia ed alle regioni scandinave. In Italia è diffuso sulle Alpi sino a 2000 m in boschi puri o misti con altre resinose (abete bianco, larice, pino silvestre). É una conifera sempreverde che resiste alle interperie, prospera in qualsiasi terreno, ma predilige quelli profondi, freschi e umidi. Può essere lavorato facilmente. Le superfici piallate e levigate mostrano una bella lucentezza. L'applicazione di colla, lacche e vernici si può compiere agevolmente. Le giunzioni, sia incollate che con chiodatura, non presentano difficoltà di sorta ma non hanno una grande tenuta. L'abete rosso era utilizzato per la realizzazione di: muratura portante a *blockbau*, tavole per pavimenti, pareti divisorie interne, tavole per il rivestimento delle pareti interne, lavori di falegnameria in genere.<sup>60</sup>

#### Castagno

Il castagno ceduo ad alto fusto è presente in quasi tutte le valli ossolane, su versanti con esposizione varie, da 200 m sino al massimo a 1150 m di quota. È particolarmente diffuso nella valle principale, a sud di Domodossola. Nei secoli passati è stato favorito dall'uomo a scapito della foresta originaria poichè il legname che si ricavava era apprezzato per diversi impieghi ed inoltre la castagna costituiva un fondamentale alimento. In questo bosco il castagno cresce in purezza o misto con altre essenze arboree la cui distribuzione riflette le condizioni ecologiche locali. Ancora oggi, in dialetto, "l'arbul" (l'albero) è un termine riservato in modo quasi esclusivo al castagno innestato, l'albero amico e generoso, "l'albero del pane" da cui si traeva nutrimento anche per cinque o sei mesi all'anno. Un albero per ogni bocca da sfamare era una semplice regola di sopravvivenza.<sup>61</sup>

Il castagneto è stato anticamente diffuso dall'uomo in aree ove crescevano diversi tipi di boschi di latifoglie riconducibili al querceto di rovere, al tiglieto, al faggeto ed all'acero-frassineto. Nonostante la sua origine artificiale questo bosco, specialmente se è puro, si mantiene stabilmente. Solo nei casi più favorevoli si può ipotizzare la sua lenta evoluzione verso forme di bosco più vicine a quella originaria. Parte degli attuali castagneti cedui derivano dalla trasformazione di castagneti da frutto che erano stati tagliati a raso e non più rinnovati in seguito al progressivo declino di tale coltivazione. Purtroppo diversi castagneti cedui della bassa Ossola e della conca di Domodossola hanno subito ripetuti incendi che hanno pesantemente danneggiato la vegetazione arborea. In queste condizioni il bosco viene sostituito da lande arborate, fittamente ricoperte da felce aquilina e molinia. Solo con il cessare degli incendi è possibile il ritorno del bosco che di solito avviene con la rinascita di nuovi polloni di castagno e la comparsa di formazioni pioniere di ginestra dei carbonai, betulla e pioppo tremolo. 61

# Capitolo 2 Rilievo di alcuni edifici storici del comune di Montecrestese

Partendo da un lungo lavoro di censimento degli edifici storici del comune di Montecrestese, svolto dall'Associazione Musei dell'Ossola (AMO), si vuole arrivare a redarre delle schede di rilevamento di alcuni edifici che ci diano delle informazioni su come erano realizzati i manufatti, per poi poter arrivare alla modellazione dello stesso.

I fini del censimento sono sostanzialmente quelli di avere una fotografia dell'esistente nel suo stato attuale, e di organizzare successivamente un *database* che non avesse solo funzione di memoria ma anche di agile strumento di conoscenza per Enti Locali e organi preposti alla tutela. Per parlare di tutela è prima di tutto indispensabile "conoscere". Un buon progetto di tutela parte dunque dalla conoscenza del patrimonio architettonico con cui si ha a che fare. Il primo passo è conseguentemente quello di osservare, studiare, capire in quali condizioni versano gli edifici, a quali scopi erano destinati in passato e come sono utilizzati ancora oggi. Questa è la base di ogni progetto che miri non solo a salvaguardare un bene nell'immediato ma anche e soprattutto a valorizzarlo nel futuro.

La scheda di rilevamento è composta da due parti; nella prima sono riportate le informazioni generali del manufatto, mentre nella seconda vengono mostrati gli studi effettuati sulla tessitura del paramento murario dell'edificio in oggetto. Per quanto riguarda le informazioni generali, sono elencati i dati geigrafici e catastali; le informazioni dimensionali dell'edificio, la destinazione d'uso, lo stato di conservazione e l'ipotesi sull'epoca di costruzione; gli elementi architettonici che compongono la facciata. Per lo studio della tessitura muraria, invece, di ogni edificio sono state fotografate e analizzate due superfici di esposizione geografica differente di circa quattro metri quadrati ciascuna. Successivamente è stata utilizzata la tecnica del fotoraddrizzamento (con l'impiego del *software* RDF) e, una volta ottenuta l'immagine raddrizzata, con un programma di disegno assistito (AutoCad) sono stati ricalcati i contorni dei singoli elementi lapidei in modo da poter ricavare i dati numerici del paramento murario, tra cui: il numero degli elementi a metro quadro, la percentuale dei pieni e la percentuale dei vuoti.

#### 2.1 Montecrestese e le sue frazioni

Montecrestese (*Muncresctes* in dialetto ossolano) è un comune della provincia del Verbano-Cusio-Ossola. È posto alla sinistra dell'alto corso del fiume Toce. Il comune è costituito da un complesso di numerose piccole frazioni dislocate su un territorio di 86 km² che comprende anche tutta la Valle Isorno. Nel territorio comunale si trova l'antico ponte Manlio, attraverso il quale probabilmente passava la via romana del Sempione. La chiesa parrocchiale di Santa Maria Assunta, in frazione Cresta, fu edificata tra il XVII secolo sul sito di una preesistente chiesa e conserva all'interno numerosi affreschi. Poco distante dalla chiesa, sopra un rialzo di terreno, sorge la torre campanaria, simbolo di Montecrestese, che con i suoi 67 metri di altezza è il più alto campanile dell'Ossola.¹

Le oltre trenta frazioni, sorte nei secoli, hanno lasciato testimonianze di vario valore (a partire dal tempietto lepontico di Roldo) ma soprattutto stanno a dimostrare come la scelta dei luoghi per l'edificazione abitativa fosse determinata dalla felice posizione, al riparo dalle esondazioni dei torrenti e dalla protezione dei venti freddi settentrionali. Distribuite tra i duecento e i settecento metri di altitudine (Pontetto la più in basso ed Altoggio la più in alto) gli abitanti hanno sempre scelto terreni coltivabili mediante terrazzamenti e soprattutto facilmente difendibili da briganti, scorrerie ed incursioni di vario genere. Ecco quindi spiegato come Pontetto fosse quella meno abitata e Altoggio la più popolosa.<sup>2</sup>

Gli edifici, dal quattrocento al settecento, hanno avuto un incremento quantitativo nonostante le condizioni socio-economiche sfavorevoli e si sono ampliati con varie sopraelevazioni e collegamenti a ponte per non sottrarre ulteriori aree all'agricoltura e quindi alla sopravvivenza. Gli antenati hanno lasciato segni importanti della loro volontà di vivere ma ora rimangono solo testimonianze non più durevoli per molto tempo. Bisogna quindi intervenire con recuperi importanti ed immediati se si vuole evitare il totale degrado e non si vuole cancelare il passato.<sup>2</sup>

#### 2.2 Censimento degli edifici da parte dell'Associazione Musei dell'Ossola

La rinata attenzione nei confronti dell'architettura tradizionale di pietra da parte di associazoni e privati cittadini non sempre ha trovato analoga sensibilità nelle pubbliche amministrazioni. Ciò ha spesso portato ad una ristrutturazione degli edifici poco rispettosa delle caratteristiche peculiari del preesistente, o addirittura ad episodi più o meno gravi di distruzione totale degli stessi. Nella convinzione che la tutela debba necessariamente partire dalla conoscenza, l'Associazione Musei dell'Ossola (AMO), con la collaborazione tecnica di Canova, ha promosso il censimento degli edifici storici dell'intero territorio del comune di Montecrestese, comune che, nelle sue numerose frazioni, conserva uno dei più significativi patrimoni architettonici dell'intera Ossola. I fini del censimento erano sostanzialmente quelli di avere una fotografia dell'esistente nel suo stato attuale, e di organizzare successivamente un *database* che non avesse solo funzione di memoria ma anche di agile strumento di conoscenza per Enti Locali e organi preposti alla tutela.<sup>3</sup>

#### 2.2.1 Censimento come strumento di tutela e valorizzazione del patrimonio storico-architettonico

[...]"L'Italia è una nazione costellata da nord a sud di una infinità di comuni di medie e piccole dimensioni troppe volte dimenticati e lasciati in balia di se stessi. Una nazione che ha difficoltà a tutelare un bene come la "Domus Aurea" neroniana a Roma o le magnifiche villae pompeiane, come può pensare di essere in grado di proteggere gli edifici storici di un piccolo comune quale è, ad esempio, Montecrestese? Eppure entrambi, nonostante ovvie e chiare differenze, che vanno sempre tenute presente, fanno a buon diritto parte del patrimonio architettonico, nonchè culturale, italiano. Entrambe sono espressio-

ne di un periodo storico. Entrambe hanno un valore culturale ben definito."[...]<sup>4</sup>

Per parlare di tutela è prima di tutto indispensabile "conoscere". Un buon progetto di tutela parte dunque dalla conoscenza del patrimonio architettonico con cui si ha a che fare. Il primo passo è conseguentemente quello di osservare, studiare, capire in quali condizioni versano gli edifici, a quali scopi erano destinati in passato e come sono utilizzati ancora oggi. Questa è la base di ogni progetto che miri non solo a salvaguardare un bene nell'immediato ma anche e soprattutto a valorizzarlo nel futuro.<sup>5</sup>

Quello che è stato fatto a Montecrestese è proprio questo; grazie alla collaborazione di diverse figure professionali, dall'architetto all'archologo, dall'eperto di sistemi informatici in ambito di geo-referenziazione (GIS) fino al semplice appassionato di architettura storica ossolana, sono state redatte delle schede. In esse sono stati fatti convergere e confluire tutti i dati ritenuti utili ad una conoscenza certamente approfondita, ma non ridondante e satura di informazioni superflue o inutili. Una volta completato questo censimento generale delle realtà architettoniche, le informazioni raccolte sono state rese pubbliche attraverso diversi canali di diffusione e di informazione: a partire dalla più classica, ma sempre utile pubblicazione scritta, alla più moderna realizzazione di un database geo-referenziato accessibile e consultabile direttamente da internet.5

La riqualificazione dei centri storici permette dunque di mantenere alto e costante l'afflusso turistico: un comune riconosciuto come di alto livello paesaggistico e architettonico è un comune che ha certamente maggiori possibilità di "vendere il proprio prodotto", oltre che di migliorare esponenzialmente il proprio "grado di abitabilità" per gli stessi cittadini, con conseguenze positive per tutti i settori produttivi.6

Un progetto che prevede il censimento di un nucleo storico può, mantenendo costi limitati e richiedendo un aiuto modesto e sostenibile da parte delle istituzioni pubbliche coinvolte, essere un fondamento per il futuro e un vantaggio per il presente. Comprendere in quali condizioni versa il proprio patrimonio architettonico, qual è la storia di questo patrimonio e le sue caratteristiche, può aiutare a capire come presentarlo al meglio, come restaurarlo e ristrutturarlo, e come renderlo nuovamente abitabile senza però snaturarlo completamente. Troppo spesso è infatti capitato di vedere, camminando tranquillamente all'interno dei magnifici centri storici delle frazioni di Montecrestese, interi edifici ristrutturati negli anni passati con pesanti gettate di cemento o lasciati nell'abbandono e nel degrado.<sup>7</sup>

Le iniziative, come quella del censimento dei nuclei storici di Montecrestese, devono ormai nascere dal basso e non più essere imposte come un peso dall'alto. Va dunque fatto assolutamente comprendere, sia agli enti pubblici che ai singoli privati che i termini di "censimento", "conoscenza", "recupero", "tutela", "valorizzazione", non sono orribili parole che nascondono al loro interno i concetti di lentezza, burocrazia, costi e spese (tipici italiani), ma sono equivalenti a "sviluppo economico". Un comune che cerchi di studiare meglio il proprio patrimonio architettonico, è un comune che ha incominciato a comprendere tutte le sue potenzialità.8

Nota 2-1 - CROSA LENZ P., FRANGIONI G., "Escursionismo in Valdossola- Valle Vigezzo", Domodossola, Grossi, 1989, pag. 44.

Nota 2-2 - ASSOCIAZIONE MUSEI DELL'OSSOLA, "Censimento degli edifici storici. Comune di Montecrestese", Comignago (NO), Tipolitografia TLS., 2012, pag. 7.

Nota 2-3 - ASSOCIAZIONE MUSEI DELL'OSSOLA, cit., pag. 11.

Nota 2-4 - ASSOCIAZIONE MUSEI DELL'OSSOLA, cit., pag. 37.

Nota 2-5 - ASSOCIAZIONE MUSEI DELL'OSSOLA, cit., pag. 38.

Nota 2-6 - ASSOCIAZIONE MUSEI DELL'OSSOLA, cit., pag. 39.

Nota 2-7 - ASSOCIAZIONE MUSEI DELL'OSSOLA, cit., pag. 40.

Nota 2-8 - ASSOCIAZIONE MUSEI DELL'OSSOLA, cit., pag. 41.

#### 2.3 Schede di rilevamento del patrimonio edilizio tradizionale

La necessità di censire gli edifici appartenenti al patrimonio edilizio storico è strettamente collegata alla volontà di disporre di uno strumento utile alla loro tutela e valorizzazione. Attraverso un'analisi dettagliata delle caratteristiche architettoniche e del suo stato di conservazione, si cerca di fornire una "fotografia" dell'esistente, in un'epoca che vede rapidi e considerevoli mutamenti.<sup>9</sup>

Di grande aiuto, come detto precedentemente, è stata la lettura delle schede redatte e compilate dall'Associazione Musei dell'Ossola (AMO), i cui risultati sono confluiti in un unico *database* consultabile all'indirizzo <a href="www.amossola.it/webgis/montecrestese">www.amossola.it/webgis/montecrestese</a>. Pur consapevoli dell'importanza di esaminare i manufatti edilizi nel loro complesso, si è scelto di prendere principalmente in esame le caratteristiche architettoniche e tecniche degli esterni degli edifici, approfondendo gli aspetti interni solo se necessario e consentito in condizioni di sicurezza. Ad ogni scheda è stato attribuito un codice così composto:

#### CODICE COMUNE\_CODICE FRAZIONE\_CODICE FOGLIO CATASTALE\_CODICE MAPPALE

La scheda di rilevamento viene divisa in due parti; la prima riporta le informazioni generali del manufatto oggetto di studio, mentre l'altra rappresenta il risultati numerici di due porzioni di paramento murario rilevati tramite raddrizzamento fotografico.

Nello specifico, lo studio parte dalla compilazione dei dati geografici (comune, frazione, coordinate geografiche e altitudine) e dei dati catastali (foglio e mappale). A questi si sono poi aggiunte le informazioni dimensionali dell'edificio, le informazioni generali/destinazione d'uso, lo stato di conservazione e un'ipotesi sull'epoca di costruzione. Si arriva poi al dettaglio prendendo in analisi gli elementi architettonici che compongono la facciata (tipologia e manto della copertura, muratura, porte e finestre) e, se possibile, i solai di interpiano. A corredo delle informazioni scritte ci sono: uno stralcio del foglio catastale con evidenziato il manufatto in esame; e due immagini fotografiche che mostrano l'edificio nel suo complesso ed un particolare architettonico.

Al fine di uniformare e facilitare il compito di redazione delle schede, sono stati catalogati i principali elementi definendone le caratteristiche tecniche e morfologiche.

#### Informazioni generali

- Edificio tradizionale non ristrutturato
- Edificio tradizionale recuperato con interventi di tipo conservativo
- Edificio tradizionale ristrutturato che ha parzialmente perduto le caratteristiche tipologico-formali
- Edificio tradizionale ristrutturato che ha totalmente perduto le caratteristiche tipologico-formali
- Edificio non tradizionale

#### Destinazione d'uso

- Residenziale in uso stagionale
- Residenziale in uso continuativo
- Residenziale abbandonato
- Produttivo agricolo
- In uso extragricolo
- Abbandonato
- Edificio di tipo comunitario (forni, lavatoi, mulini)
- Altro.....

#### Stato di conservazione

- Edificio in buono stato di conservazione avente caratteristiche tipologiche-formali da conservare e valorizzare
- Edificio in discreto stato di conservazione ripristinabile con piccoli interventi.
- Edificio in cattivo stato di conservazione che necessita di interventi urgenti per fermare il degrado
- Rudere

#### Tipologia di copertura

- A padiglione
- Due falde aperto e ventilato
- Due falde chiuso
- A falde composte
- Altro.....

#### Manto di copertura

- Copertura in piode tradizionale
- Nuova copertura in piode tradizionale a spacco
- Copertura in piode non tradizionale (piode segate/inchiodate)
- Altro.....

#### Murature

- Pietra a secco
- Pietra con malta di allentamento
- A conci di pezzatura variabile
- A piccoli elementi squadrati
- Cantonali a grossi elementi
- Cantonali a piccoli elementi

#### Intonaci

- A calce al rustico
- A calce finito e tinteggiato a calce
- Nuovo intonaco a calce
- Nuovo intonaco a cemento
- Stilatura dei giunti
- Assente

#### Solai

- Volta di pietra
- Travi e assito di legno

#### **Aperture - Porte**

- Tipologia A1- Grandi architravi e stipiti monolitici o in muratuta disposti di taglio
- Tipologia A2- Architravi e stipiti squadrati e lavorati disposti di taglio
- Tipologia A3 Architravi e stipiti squadrati e lavorati disposti di piatto
- Tipologia A4- Architravi in legno e stipiti in muratura
- Tipologia A5- Arco a conci disposti di taglio e stipiti monolitici
- Tipologia A6- Arco e conci disposti di coltello e stipiti monolitici o in muratura
- Tipologia A7- Arco monolitico/sagomanto e stipiti squadrati e lavorati
- Altro.....

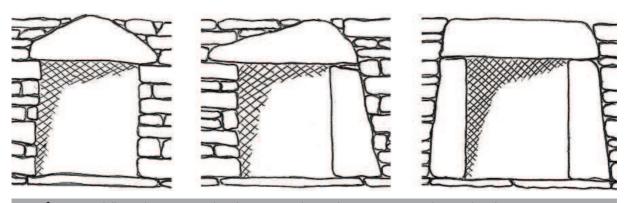


Fig. 2-1 - Esempi della tipologia A1: grandi architravi e stipidi monolitici o in muratura disposti di taglio.

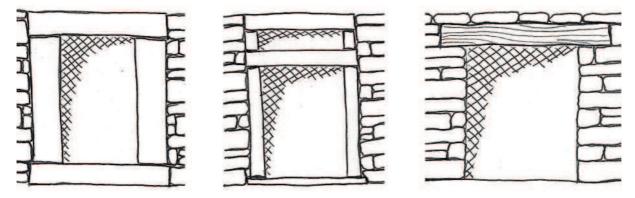


Fig. 2-2 - Esempi di aperture destinate a porte. Da sinistra: tipologia A2, tipologia A3 e tipologia A4.

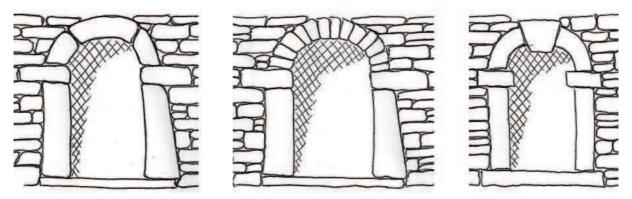


Fig. 2-3 - Esempi di aperture destinate a porte. Da sinistra: tipologia A5, tipologia A6 e tipologia A7.

#### **Aperture - Finestre**

- Tipologia F1- Architravi e stipiti a grandi elementi disposti di taglio
- Tipologia F2- Architravi monolitici a forma arcuata
- Tipologia F3- Architravi e stipiti squadrati e lavorati disposti di taglio
- Tipologia F4- Architravi e stipiti squadrati e lavorati disposti di piatto
- Tipologia F5- Arco a conci disposti di coltello e stipiti monolitici o in muratura
- Tipologia F6- Architravi in legno e stipiti in muratura
- Tipologia F7- Architravi in pietra e stipiti in muratura
- Tipologia F8- Arco a conci disposti di piatto e stipiti monolitici o in muratura
- Tipologia F9- Feritoia
- Altro.....

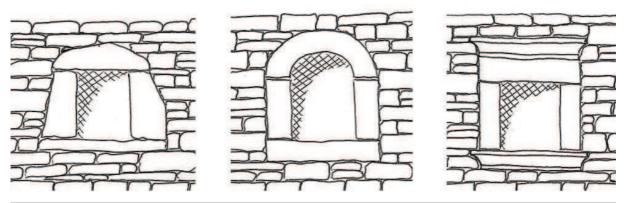


Fig. 2-4 - Esempi di aperture destinate a finestre. Da sinistra: tipologia F1, tipologia F2 e tipologia F3.

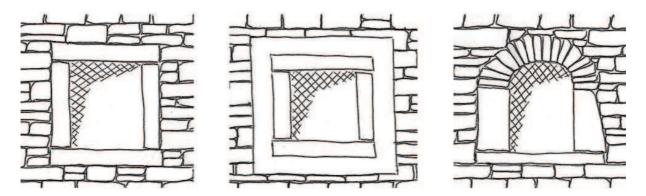


Fig. 2-5 - Esempi di aperture destinate a finestre. Da sinistra: tipologia F4 (senza e con collarino di intonaco) e tipologia F5.

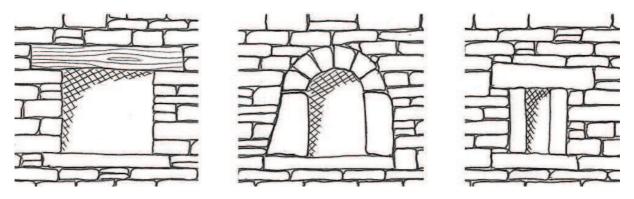


Fig. 2-6 - Esempi di aperture destinate a finestre. Da sinistra: tipologia F6, tipologia F7 e tipologia F8.

#### 2.3.1 Fotoraddrizzamento e restituzione grafica della tessitura muraria

Come è stato detto precedentemente, nella seconda parte della scheda di rilevamento sono riportati i dati dei parametri murari del manufatto in oggetto. Questi sono stati calcolati effettuando un raddrizzamento fotografico di una porzione di muratura utilizzando il *software* RDF, che è stato successivamente elaborato con l'ausilio di un programma di disegno assistito quale AutoCad.

La fotografia è una proiezione centrale nella quale gli oggetti cambiano forma e dimensione in funzione della loro distanza dal centro di presa. Dal punto di vista analitico, stabilito il sistema di riferimento, le relazioni tra fotogramma e oggetto dipendono da 9 parametri che descrivono la posizione della lastra nello spazio (orientamento esterno) e le caratteristiche geometriche della camera (orientamento interno). Nel particolare caso in cui l'oggetto da rilevare sia un piano i parametri si riducono a 8. Il motivo sta nel fatto che esistono delle relazioni fra i 9 parametri originari. Le relazioni analitiche tra coordinate oggetto e coordinate immagine sono governate dalle seguenti espressioni: $^{10}$ 

$$X = \frac{a_1 x + a_2 y + a_3}{c_1 x + c_2 y + 1} \tag{2.1}$$

$$Y = \frac{b_1 x + b_2 y + b_3}{c_1 x + c_2 y + 1}$$
 (2.2)

Avendo a disposizione quattro punti di cui siano note le coordinate immagine e oggetto si possono determinare gli otto coefficienti e successivamente calcolare le  $X_i$ ,  $Y_i$  di qualsiasi punto oggetto a partire dai punti immagine  $x_i$ ,  $y_i$ . Qualora i punti siano più di quattro, i parametri sono stimati con il metodo dei minimi quadrati ed è possibile valutare l'incertezza dei risultati ottenuti. Il presupposto fondamentale per l'impiego del metodo del raddrizzamento è che l'oggetto da rilevare sia piano. Nella realtà operativa questa condizione geometrica non è mai riscontrata in modo completo. Quando si raddrizza una fotografia è necessario perciò valutare gli errori causati dallo scostamento dal piano di riferimento sul quale giacciono i punti o le linee di controllo. Il raddrizzamento viene considerato corretto se lo spostamento in ogni punto dell'immagine è contenuto entro l'errore di graficismo.  $^{10}$ 

#### Avvio di RDF ed impostazione dei dati

Avviato RDF, appare una finestra (Fig. 2-7) dalla quale si può scegliere il tipo di raddrizzamento che si vuole effettuare:

- Analitico;
- Geometrico.<sup>10</sup>

I comandi a disposizione saranno diversi a seconda della scelta effettuata. Nel seguente elaborato è stato effettuato un raddrizzamento di tipo analitico e i comandi del menù a tendina sono i seguenti:

- Immagine iniziale: apre o chiude l'immagine da raddrizzare;
- Coordinate immagine (\*.imm): visualizza, carica o salva la tabella delle coordinate immagine;
- Coordinate oggetto (\*.ogg): visualizza, carica o salva la tabella delle coordinate oggetto;
- Coordinate unione (\*.fot): visualizza, carica o salva la tabella delle coordinate immagine/oggetto;
- Seleziona area di ricampionamento: permette di scegliere la parte di immagine da raddrizzare;
- <u>RDF</u>: apre la finestra che permette di definire la risoluzione dell'immagine finale, di visualizzare un anteprima della stessa e di avviare il raddrizzamento;
- <u>Immagine corretta</u>: salva o chiude l'immagine corretta. <sup>10</sup>

I passi essenziali per eseguire un raddrizzamento analitico sono:

- 1- Aprire l'immagine da raddrizzare;
- 2- Preparazione della tabella con le coordinate oggetto;
- 3- Costruire la tabella con le corrispondenti coordinate immagine;
- 4- Creare la tabella unione coordinate immagine/oggetto;
- 5- Selezionare l'area di raddrizzamento;
- 6- Definire la risoluzione e raddrizzare l'immagine. 10

#### 1 - L'immagine iniziale

Per effettuare un raddrizzamento con RDF è necessario disporre di un'immagine digitale dell'oggetto (Fig. 2-8). I file caricabili sono quelli con formato BMP e JPG. Per aprire un immagine si può utilizzare il comando Immagine iniziale/Apri dal menu a tendina. Dopo aver caricato l'immagine, muovendo il cursore all'interno della finestra che la contiene, vengono visualizzate nella barra di stato le coordinate del punto su cui si trova il cursore (coordinate immagine) espresse in pixel. Lo spostamento minimo è il pixel stesso e dipende quindi dalla risoluzione dell'immagine stessa.<sup>10</sup>

#### 2 - La tabella delle coordinate oggetto (\*.ogg)

Per il calcolo dei parametri di trasformazione da immagine iniziale ad immagine raddrizzata è necessario conoscere le coordinate di almeno 4 punti (meglio se in numero maggiore) dell'oggetto appartenenti allo stesso piano e visibili sull'immagine. Sono stati così posizionati 4 marker adesivi sulla porzione muraria da fotografare e successivamente misurate le distanze tra essi, in modo da riportare su AutoCad le misurazioni e calcolare le coordinate da inserire nel programma.

Per preparare il file con le coordinate dei punti di appoggio, si può utilizzare un editor testi qualsiasi tenendo presente le seguenti importanti indicazioni: ogni punto deve stare su una riga ed essere composto dal nome, dalla coordinata x e dalla coordinata y, con uno o più spazi che separino i tre valori. Se le coordinate hanno dei decimali, questi vanno separati dal punto. Per caricare il file editato utilizzare Tabelle/Oggetto/Carica. La costruzione di questo file può essere anche facilmente eseguita utilizzando Tabelle/Oggetto/Visualizza e inserendo il nome ed i valori delle coordinate dei singoli punti (Fig. 2-9). 10





Fig. 2-**7** - Scheramata iniziale d'avvio del programma RDF.

Fig. 2-8 - Immagine digitale iniziale da raddrizzare con RDF.

Nota 2-10 - GUERRA F., MINIUTTI D., software "RDF - Raddrizzamento Digitale Fotogrammetrico", IUAV Università degli studi, Laboratorio di fotogrammetria CIRCE.

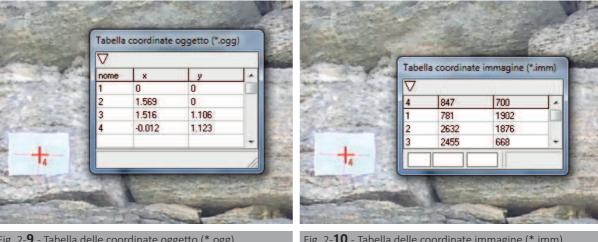


Fig. 2-9 - Tabella delle coordinate oggetto (\*.ogg).

Fig. 2-10 - Tabella delle coordinate immagine (\*.imm).

#### 3 - La tabella delle coordinate immagine (\*.imm)

La tabella delle coordinate immagine deve contenere le corrispondenti coordinate pixel dei punti di appoggio individuati sull'oggetto. Per compilare tale tabella bisogna provvedere alla collimazione degli stessi sull'immagine. Per iniziare tale operazione si deve utilizzare il comando Tabelle/Immagine/ Visualizza/Inizia collimazione e con il tasto sinistro del mouse selezionare il punto desiderato sull'immagine. Nella finestra "Tabella coordinate immagine (\*.ogg)" (Fig. 2-10) ci sono tre caselle: nella seconda e terza delle quali vengono visualizzate le coordinate x, y del punto collimato, mentre nella prima viene assegnato di default un numero progressivo che rappresenta il nome del punto e che può essere cambiato per renderlo uguale al nome del corrispondente punto della tabella delle coordinate oggetto precedentemente caricata. Per inserire il punto nella tabella selezionare Registra punto: sull'immagine appare una croce con il nome (numero) che individua il punto e sulla tabella vengono memorizzate le sue coordinate.11

Per cancellare un punto collimato dalla tabella utilizzare Elimina punto (appare la scritta elimina sull'apposita casella della barra di stato della finestra principale) e poi cliccare la riga della tabella nella quale il punto è inserito. Per correggere le coordinate di un punto collimato o il suo nome usare Edita punto (appare la scritta edita sull'apposita casella della barra di stato della finestra principale) e cliccare la riga della tabella nella quale il punto è inserito: il punto viene copiato nelle tre caselle in basso: ora si può procedere alla ricollimazione e/o al cambiamento del nome e alla conseguente registrazione.<sup>11</sup>

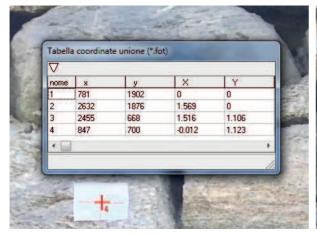


Fig. 2-11 - Tabella coordinate immagine/oggetto (\*.fot)



Fig. 2-12 - Risoluzione e raddrizzamento dell'immagine.

#### 4 - La tabella di coordinate immagine/oggetto (\*.fot)

Per calcolare i parametri di raddrizzamento è necessario creare un file in cui vengano associate le coordinate oggetto di ogni punto d'appoggio alle corrispondenti coordinate immagine. La struttura di questo file è: nome punto, x immagine, y immagine, x oggetto, y oggetto. Per creare tale file è sufficiente aver preparato in precedenza la tabella delle coordinate immagine e quella delle coordinate oggetto, e usare il comando Tabelle/Unione/Visualizza/Crea file fot (Fig. 2-11). E' fondamentale che i punti corrispondenti abbiano lo stesso nome, in quanto il programma individua per ogni punto immagine il corrispondente sulla tabella oggetto facendo un confronto sul nome.<sup>11</sup>

#### 5 - La selezione dell'area

Prima di procedere al raddrizzamento bisogna selezionare la porzione dell' immagine che si vuole raddrizzare. Se l'immagine è aperta e se è stato preparato o caricato il file fot, usando il comando Seleziona area di ricampionamento si può definire la zona dell'immagine che verrà corretta: a questo punto è sufficiente individuare sull'immagine l'area da raddrizzare definendo i 4 punti che la racchiudono con il tasto sinistro del mouse.11





Fig. 2-13 - Immagine digitale ottenuta dal raddrizzamento. Fig. 2-14 - Restituzione della tessitura muraria da AutoCad.

#### 6 - Risoluzione e raddrizzamento dell'immagine

Una volta stabilita l'area è necessario impostare il passo di ricampionamento: tale valore rappresenta la dimensione in unità oggetto (metri per esempio) di ogni pixel dell'immagine finale (raddrizzata). Quindi se le coordinate oggetto sono espresse in metri e si vuole che un pixel corrisponda ad I cm il valore da inserire nella apposita casella è 0.01 (Fig. 2-12). Per vedere se sono stati commessi degli errori si può effettuare un'anteprima del raddrizzamento con Anteprima. Se tutte le operazioni sono state eseguite correttamente è possibile effettuare il raddrizzamento usando il comando RDF. L'immagine corretta si comporrà sullo schermo. L'immagine raddrizzata (Fig. 2-13) viene salvata in formato Bmp dal comando Immagine corretta/Salva.<sup>11</sup>

L'immagine raddrizzata è stata esportata su AutoCad e i contorni dei singoli elementi sono stati ricalcati per poter ottenere il tessuto murario di una superficie di 3,96 m² (Fig. 2-14). I valori dei parametri sono stati così calcolati e riportati nelle rispettive schede di rilevamento del patrimonio edilizio tradizionale.

#### 2.3.2 Scheda di rilevamento del patrimonio edilizio tradizionale - MC LM 38 275

#### DATI GEOGRAFICI

**Comune:** Montecrestese - **Frazione:** Lomese **Coordinate geografiche:** 46°10′18″ N; 8°19′37″ E

Altitudine: 433 m.s.l.m.

#### DATI CATASTALI

Foglio: 38 - Mappale: 275

#### INFORMAZIONI DIMENSIONALI

Altezza: 4 m - Superficie: 32 m<sup>2</sup> - Volume: 128 m<sup>3</sup>

#### • INFORMAZIONI GENERALI/DESTINAZIONE D'USO

Stalla e fienile; attualmente non in uso

#### • STATO DI CONSERVAZIONE

Edificio in buono stato di conservazione

### • IPOTESI EPOCA DI COSTRUZIONE

(???)

#### • COPERTURA

**Tipologia:** Due falde chiuso **Manto:** Piode tradizionali

#### MURATURA

Pietra a secco, con elementi di pezzatura variabile. Il fronte sud presenta anche della malta di allentamento

#### INTONACO

Assente

#### SOLAI

Solaio in legno tra il piano terreno e il primo piano

#### • APERTURE - PORTE

Tipologia A4 – Architravi di legno e stipidi in muratura di pietra (n° 2)

#### • APERTURE - FINESTRE

Tipologia F1 – Architravi e stipidi a grandi elementi di pietra disposti di taglio (n° 1)

Tipologia F4 – Architravi e stipidi squadrati e lavorati disposti di piatto (n° 1)

Tipologia F6 – Architravi di legno e stipidi in muratura di pietra (n° 2)

Tipologia F7 – Architravi di pietra e stipidi in muratura di pietra (n° 2)



Fig. 2-**15** - Ortofoto della frazione di Lomese con evidenziato in rosso l'edificio rilevato. 12



Fig. 2-**16** - Foto generale dell'edificio rilevato nella frazione di Lomese. Qui sono visibili i prospetti Nord e Ovest.



Fig. 2-17 - Particolare di una apertura costituita da architravi e stipidi a grandi elementi di pietra disposti di taglio.



Fig. 2-18 - Risultato di un fotoraddrizzamento di parte del paramento murario del prospetto Nord (scala 1:20).

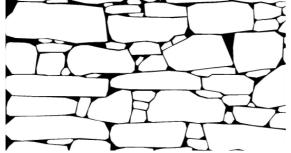


Fig. 2-19 - Restituzione con AutoCad della tessitura muraria della porzione in oggetto (scala 1:20).

#### **ANALISI PORZIONE MURARIA PROSPETTO NORD**

• NUMERO DI ELEMENTI LAPIDEI

226

NUMERO DI ELEMENTI LAPIDEI AL m<sup>2</sup>

57

AREA TOTALE

3,96 m<sup>2</sup>

AREA DEI PIENI

3,568 m<sup>2</sup>

• AREA DEI VUOTI

0.392 m<sup>2</sup>

RAPPORTO DEI PIENI AL m<sup>2</sup>

90,1 %

RAPPORTO DEI VUOTI AL m²

9,9 %

• RAPPORTO PIENI/VUOTI

9,102



Fig. 2-20 - Risultato di un fotoraddrizzamento di parte del paramento murario del prospetto Ovest (scala 1:20).

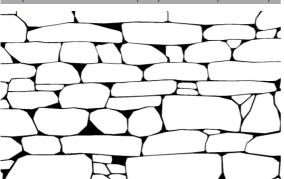


Fig. 2-21 - Restituzione con AutoCad della tessitura muraria della porzione in oggetto (scala 1:20).

#### **ANALISI PORZIONE MURARIA PROSPETTO OVEST**

• NUMERO DI ELEMENTI LAPIDEI

135

NUMERO DI ELEMENTI LAPIDEI AL m<sup>2</sup>

34

AREA TOTALE

3,96 m<sup>2</sup>

AREA DEI PIENI

3.598 m<sup>2</sup>

AREA DEI VUOTI

0,362 m<sup>2</sup>

• RAPPORTO DEI PIENI AL m²

90,9 %

• RAPPORTO DEI VUOTI AL m²

9,1%

• RAPPORTO PIENI/VUOTI

9,939

Nota 2-12 - www.amossola.it/webgis/montecrestese/mappa.php

#### 2.3.3 Scheda di rilevamento del patrimonio edilizio tradizionale - MC\_CM\_31\_501/502

#### DATI GEOGRAFICI

**Comune:** Montecrestese - **Frazione:** Croppomarcio **Coordinate geografiche:** 46°10′16″ N; 8°19′21″ E

Altitudine: 392 m.s.l.m.

#### DATI CATASTALI

Foglio: 31 - Mappale: 501/502

#### INFORMAZIONI DIMENSIONALI

Altezza: 8 m - Superficie:  $128 \text{ m}^2$  - Volume:  $1024 \text{ m}^3$ 

#### INFORMAZIONI GENERALI/DESTINAZIONE D'USO

Produttivo agricolo; attualmente in uso

#### • STATO DI CONSERVAZIONE

Edificio in discreto stato di conservazione

#### IPOTESI EPOCA DI COSTRUZIONE

XV Secolo

#### COPERTURA

**Tipologia:** Due falde chiuso **Manto:** Piode tradizionali

#### MURATURA

Pietra a secco, con malta di allentamento, a conci squadrati di piccole dimensioni, cantonali a piccoli e grandi elementi

#### INTONACO

Stilatura dei giunti

#### SOLAI

Solaio in legno sia tra il piano terreno e il primo piano, che tra il primo e secondo piano

#### • APERTURE - PORTE

Tipologia A1 – Grandi architravi e stipidi monolitici o in muratura disposti di taglio (n° 4)

Tipologia A4 – Architravi in legno e stipidi in muratura (n° 1)

#### • APERTURE - FINESTRE

Tipologia F1 – Architravi e stipidi a grandi elementi di pietra disposti di taglio (n° 5)

Tipologia F6 – Architravi di legno e stipidi in muratura di pietra (n° 1)

Altro – Lato sud, al secondo piano, presenza di 3 grandi aperture non descritte nelle tipologie di riferimento



Fig. 2-**22** - Ortofoto della frazione di Croppomarcio con evidenziato in rosso l'edificio rilevato.<sup>13</sup>



Fig. 2-**23** - Foto generale dell'edificio rilevato nella frazione di Croppomarcio. Prospetto Sud.



Fig. 2-**24** - Particolare del portale binato composto da grandi architravi e stipidi monolitici disposti di taglio.



Fig. 2-25 - Risultato di un fotoraddrizzamento di parte del paramento murario del prospetto Est (scala 1:20)

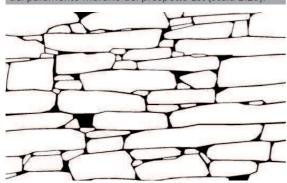


Fig. 2-26 - Restituzione con AutoCad della tessitura muraria della porzione in oggetto (scala 1:20).

#### ANALISI PORZIONE MURARIA PROSPETTO EST

• NUMERO DI ELEMENTI LAPIDEI

210

NUMERO DI ELEMENTI LAPIDEI AL m<sup>2</sup>

53

AREA TOTALE

3,96 m<sup>2</sup>

AREA DEI PIENI

3,615 m<sup>2</sup>

• AREA DEI VUOTI

 $0,345 \text{ m}^2$ 

RAPPORTO DEI PIENI AL m<sup>2</sup>

91,3 %

RAPPORTO DEI VUOTI AL m<sup>2</sup>

• RAPPORTO PIENI/VUOTI

10,478



Fig. 2-27 - Risultato di un fotoraddrizzamento di parte del paramento murario del prospetto Nord (scala 1:20).

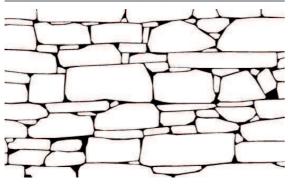


Fig. 2-28 - Restituzione con AutoCad della tessitura muraria della porzione in oggetto (scala 1:20).

#### **ANALISI PORZIONE MURARIA PROSPETTO NORD**

 NUMERO DI ELEMENTI LAPIDEI 219

• NUMERO DI ELEMENTI LAPIDEI AL m<sup>2</sup>

AREA TOTALE

3,96 m<sup>2</sup>

55

AREA DEI PIENI

3,631 m<sup>2</sup>

AREA DEI VUOTI

0,329 m<sup>2</sup>

RAPPORTO DEI PIENI AL m<sup>2</sup>

91,7 %

RAPPORTO DEI VUOTI AL m<sup>2</sup>

8,3 %

• RAPPORTO PIENI/VUOTI

11,048

Nota 2-13 - www.amossola.it/webgis/montecrestese/mappa.php

#### 2.3.4 Scheda di rilevamento del patrimonio edilizio tradizionale - MC\_CM\_31\_480

#### DATI GEOGRAFICI

**Comune:** Montecrestese - **Frazione:** Croppomarcio **Coordinate geografiche:** 46°10′16″ N; 8°19′21″ E

Altitudine: 392 m.s.l.m.

#### DATI CATASTALI

Foglio: 31 - Mappale: 480

#### INFORMAZIONI DIMENSIONALI

Altezza: 8 m - Superficie: 94 m<sup>2</sup> - Volume: 752 m<sup>3</sup>

#### INFORMAZIONI GENERALI/DESTINAZIONE D'USO

Produttivo agricolo; abbandonato

#### • STATO DI CONSERVAZIONE

Edificio in discreto stato di conservazione, ripristinabile con piccoli interventi

#### • IPOTESI EPOCA DI COSTRUZIONE

XVIII Secolo

#### COPERTURA

**Tipologia:** Due falde chiuso **Manto:** Piode tradizionali

#### MURATURA

Pietra con malta di allentamento, elementi di pezzatura variabile, cantonali con elementi di dimensione normale

#### INTONACO

Stilatura dei giunti

#### SOLAI

Solaio in legno sia tra il piano terreno e il primo piano, che tra il primo e secondo piano

#### • APERTURE - PORTE

Tipologia A3 – Architravi e stipidi squadrati e lavorati disposti di piatto (n° 3)

#### • APERTURE - FINESTRE

Tipologia F4 – Architravi e stipidi squadrati e lavorati disposti di piatto (n° 5)

Altro – Lato ovest, al secondo piano, presenza di 1 grande apertura non descritta nelle tipologie di riferimento



Fig. 2-**29** - Ortofoto della frazione di Croppomarcio con evidenziato in rosso l'edificio rilevato. <sup>14</sup>



Fig. 2-**30** - Foto generale dell'edificio rilevato nella frazione di Croppomarcio. Prospetto Ovest e Nord.



Fig. 2-**31** - Particolare di una apertura con architrave lapideo sormontato da trave in legno e arco in conci di pietra.



Fig. 2-32 - Risultato di un fotoraddrizzamento di parte del paramento murario del prospetto Est (scala 1:20)

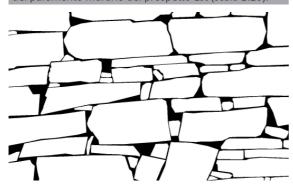


Fig. 2-33 - Restituzione con AutoCad della tessitura muraria della porzione in oggetto (scala 1:20).

#### **ANALISI PORZIONE MURARIA PROSPETTO EST**

- NUMERO DI ELEMENTI LAPIDEI 162
- NUMERO DI ELEMENTI LAPIDEI AL m<sup>2</sup> 41
- AREA TOTALE

 $3,96 \text{ m}^2$ 

AREA DEI PIENI

 $3,523 \text{ m}^2$ 

AREA DEI VUOTI

 $0.437 \, \text{m}^2$ 

- RAPPORTO DEI PIENI AL m<sup>2</sup> 89,0 %
- RAPPORTO DEI VUOTI AL m<sup>2</sup> 11,0 %
- RAPPORTO PIENI/VUOTI

8,091



Fig. 2-34 - Risultato di un fotoraddrizzamento di parte del paramento murario del prospetto Sud (scala 1:20)

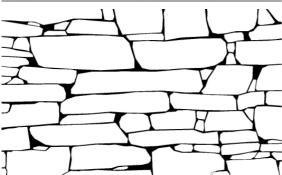


Fig. 2-35 - Restituzione con AutoCad della tessitura muraria della porzione in oggetto (scala 1:20).

#### **ANALISI PORZIONE MURARIA PROSPETTO SUD**

NUMERO DI ELEMENTI LAPIDEI

189

- NUMERO DI ELEMENTI LAPIDEI AL m<sup>2</sup> 48
- AREA TOTALE

3,96 m<sup>2</sup>

AREA DEI PIENI

3,589 m<sup>2</sup>

AREA DEI VUOTI

0,391 m<sup>2</sup>

- RAPPORTO DEI PIENI AL m² 90,1 %
- RAPPORTO DEI VUOTI AL m² 9,9 %
- RAPPORTO PIENI/VUOTI

9,182

Nota 2-14 - www.amossola.it/webgis/montecrestese/mappa.php

#### 2.3.5 Scheda di rilevamento del patrimonio edilizio tradizionale - MC\_CM\_31\_447/448

#### DATI GEOGRAFICI

**Comune:** Montecrestese - **Frazione:** Croppomarcio **Coordinate geografiche:** 46°10′17″ N; 8°19′21″ E

Altitudine: 395 m.s.l.m.

#### DATI CATASTALI

Foglio: 31 - Mappale: 447/448

#### INFORMAZIONI DIMENSIONALI

Altezza: 7 m - Superficie: 104 m<sup>2</sup> - Volume: 728 m<sup>3</sup>

#### • INFORMAZIONI GENERALI/DESTINAZIONE D'USO

Edificio su due livelli, residenziale e abbandonato

#### • STATO DI CONSERVAZIONE

Edificio in buono stato di conservazione

#### IPOTESI EPOCA DI COSTRUZIONE

XVII Secolo

#### COPERTURA

**Tipologia:** Due falde chiuso e due falde aperto

Manto: Piode tradizionali

#### MURATURA

Pietra con malta di allentamento, elementi di pezzatura variabile, cantonali con elementi di dimensione normale

#### INTONACO

Intonaco a calce al rustico su parte del fronte Ovest

#### SOLAI

Solaio in legno sia tra il piano terreno e il primo piano, che tra il primo piano e il sottotetto per il corpo fontale; volta di pietra tra il piano terreno e il primo piano, solaio in legno tra il primo e il secondo piano per il corpo sul retro

#### • APERTURE - PORTE

Tipologia A3 – Architravi e stipidi squadrati e lavorati disposti di piatto (n° 4)

Tipologia A4 – Architravi in legno e stipidi in muratura (n° 1)

#### • APERTURE - FINESTRE

Tipologia F4 – Architravi e stipidi squadrati e lavorati disposti di piatto (n° 7)

Tipologia F9 – Feritoia



Fig. 2-**36** - Ortofoto della frazione di Croppomarcio con evidenziato in rosso l'edificio rilevato. <sup>15</sup>



Fig. 2-**37** - Foto generale dell'edificio rilevato nella frazione di Croppomarcio. Prospetto Ovest e Sud.



Fig. 2-**38** - Particolare di una apertura con architrave in legno e stipiti in muratura.



Fig. 2-39 - Risultato di un fotoraddrizzamento di parte del paramento murario del prospetto Est (scala 1:20)

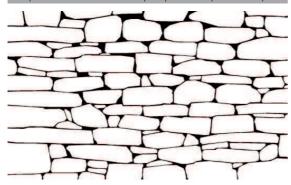


Fig. 2-40 - Restituzione con AutoCad della tessitura muraria della porzione in oggetto (scala 1:20).

#### **ANALISI PORZIONE MURARIA PROSPETTO EST**

• NUMERO DI ELEMENTI LAPIDEI

255

NUMERO DI ELEMENTI LAPIDEI AL m<sup>2</sup>

64

AREA TOTALE

3,96 m<sup>2</sup>

AREA DEI PIENI

3,570 m<sup>2</sup>

**AREA DEI VUOTI** 

0,390 m<sup>2</sup>

RAPPORTO DEI PIENI AL m<sup>2</sup>

90,2 %

RAPPORTO DEI VUOTI AL m²

9.8 %

• RAPPORTO PIENI/VUOTI

9,154



Fig. 2-41 - Risultato di un fotoraddrizzamento di parte del paramento murario del prospetto Sud (scala 1:20).

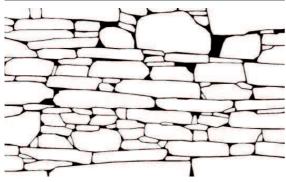


Fig. 2-42 - Restituzione con AutoCad della tessitura muraria della porzione in oggetto (scala 1:20).

#### **ANALISI PORZIONE MURARIA PROSPETTO SUD**

NUMERO DI ELEMENTI LAPIDEI 309

• NUMERO DI ELEMENTI LAPIDEI AL m<sup>2</sup>

78

AREA TOTALE

3,96 m<sup>2</sup>

AREA DEI PIENI

3.602 m<sup>2</sup>

AREA DEI VUOTI

 $0.358 \text{ m}^2$ 

RAPPORTO DEI PIENI AL m<sup>2</sup>

91,0 %

RAPPORTO DEI VUOTI AL m<sup>2</sup>

9,0%

• RAPPORTO PIENI/VUOTI

10,061

Nota 2-15 - www.amossola.it/webgis/montecrestese/mappa.php

#### 2.3.6 Scheda di rilevamento del patrimonio edilizio tradizionale - MC\_CM\_31\_491/492/293

#### DATI GEOGRAFICI

**Comune:** Montecrestese - **Frazione:** Croppomarcio **Coordinate geografiche:** 46°10′17″ N; 8°19′21″ E

Altitudine: 395 m.s.l.m.

#### DATI CATASTALI

Foglio: 31 - Mappale: 491/492/493

#### • INFORMAZIONI DIMENSIONALI

Altezza: 8 m - Superficie: 156 m<sup>2</sup> - Volume: 1248 m<sup>3</sup>

#### • INFORMAZIONI GENERALI/DESTINAZIONE D'USO

Residenziale e abbandonato

#### STATO DI CONSERVAZIONE

Edificio in buono stato di conservazione

#### IPOTESI EPOCA DI COSTRUZIONE

XV Secolo il mappale 491, XVII Secolo il mappale 492, XVIII Secolo il mappale 493

#### COPERTURA

**Tipologia:** A falde composte **Manto:** Piode tradizionali

#### MURATURA

Pietra con malta di allentamento, elementi di pezzatura variabile, cantonali con elementi di grosse dimensione

#### INTONACO

Stilatura dei giunti

#### SOLAI

Volta di pietra tra il piano terreno e il primo piano, solaio in legno sia tra il primo e il secondo piano che tra il secondo piano e il sottotetto

#### APERTURE - PORTE

Tipologia A3 – Architravi e stipidi squadrati e lavorati disposti di piatto (n° 5)

Tipologia A5 – Arco a grandi conci disposti di taglio e stipiti monolitici (n° 2)

#### • APERTURE - FINESTRE

Tipologia F4 – Architravi e stipidi squadrati e lavorati disposti di piatto (n° 10)



Fig. 2-43 - Ortofoto della frazione di Croppomarcio con evidenziato in rosso l'edificio rilevato. $^{16}$ 



Fig. 2-**44** - Foto generale dell'edificio rilevato nella frazione di Croppomarcio. Prospetto Est e Nord.



Fig. 2-**45** - Particolare di una apertura con architravi e stipiti squadrati e lavorati disposti di piatto.



Fig. 2-46 - Risultato di un fotoraddrizzamento di parte del paramento murario del prospetto Nord (scala 1:20).

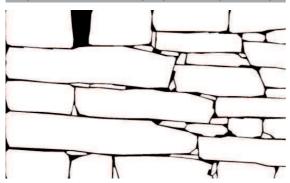


Fig. 2-47 - Restituzione con AutoCad della tessitura muraria della porzione in oggetto (scala 1:20).

#### **ANALISI PORZIONE MURARIA PROSPETTO NORD**

• NUMERO DI ELEMENTI LAPIDEI

NUMERO DI ELEMENTI LAPIDEI AL m<sup>2</sup>

AREA TOTALE

3,96 m<sup>2</sup>

129

33

AREA DEI PIENI

3,653 m<sup>2</sup>

AREA DEI VUOTI

0,307 m<sup>2</sup>

RAPPORTO DEI PIENI AL m<sup>2</sup>

92,3 %

RAPPORTO DEI VUOTI AL m<sup>2</sup>

• RAPPORTO PIENI/VUOTI

11,899



Fig. 2-48 - Risultato di un fotoraddrizzamento di parte del paramento murario del prospetto Est (scala 1:20).



Fig. 2-49 - Restituzione con AutoCad della tessitura muraria della porzione in oggetto (scala 1:20).

#### **ANALISI PORZIONE MURARIA PROSPETTO EST**

 NUMERO DI ELEMENTI LAPIDEI 159

• NUMERO DI ELEMENTI LAPIDEI AL m<sup>2</sup> 40

AREA TOTALE

3,96 m<sup>2</sup>

AREA DEI PIENI

3,676 m<sup>2</sup>

AREA DEI VUOTI

0,284 m<sup>2</sup>

RAPPORTO DEI PIENI AL m<sup>2</sup>

92,8 %

RAPPORTO DEI VUOTI AL m²

7,2 %

• RAPPORTO PIENI/VUOTI

12,944

Nota 2-16 - www.amossola.it/webgis/montecrestese/mappa.php

## **Capitolo 3**

# Il comportamento statico e sismico degli edifici in muratura: la "struttura scatolare"

Il progetto di recupero dei tradizionali edifici di pietra della Val d'Ossola dovrà necessariamente affrontare il tema del consolidamento statico e del miglioramento sismico delle strutture, alla luce sia dell'attuale stato di degrado nel quale versa una vasta parte di queste costruzioni, sia dei requisiti di sicurezza richiesti dalle nuove normative tecniche (D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni; Circolare 2 febbraio 2009, n.617- Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"). Nella letteratura scientifica nazionale ed internazionale esiste pochissimo materiale tecnico di supporto alla progettazione di interventi di recupero statico e sismico su strutture murarie di pietra a secco, come ulteriore conferma dell' unicum costruttivo di questi edifici rurali, che invece meritano un approfondito studio ingegneristico.<sup>1</sup>

Sebbene la maggior parte degli edifici rurali e civili non siano sottoposti a vincoli diretti del Ministero per i beni e le attività culturali, essi esprimono un elevato valore storico-architettonico da tutelare con i medesimi criteri di conservazione previsti per gli edifici posti sotto vincolo ministeriale (Direttiva del 9 febbraio 2011 recante "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale tutelato" con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14/01/2008).<sup>1</sup>

In questo capitolo vengono esaminati gli aspetti più significativi che intervengono nella caratterizzazione della risposta di un edificio in muratura soggetto ad azioni sismiche. In particolare si porrà in evidenza come i vari aspetti costruttivi condizionano in modo rilevante il comportamento globale della struttura sia in termini di resistenza ultima che in termini di meccanismo di collasso. Verranno inoltre descritti i principali meccanismi di collasso di pannelli murari soggetti a forze orizzontali nel propio piano e fuori dal propio piano.

#### 3.1 Gli elementi strutturali in un edificio in muratura

Nello studio di un edificio in muratura, più di qualsiasi altra tipologia costruttiva, è fondamentale un attento esame delle caratteristiche meccaniche e costruttive di ciascun elemento che compone la costruzione. Per quanto riguarda il comportamento strutturale dell'edificio è conveniente individuare alcune parti fondamentali in cui si può immaginare convenzionalmente suddiviso l'edificio.

In una prima classificazione essenziale l'edificio può essere suddiviso in pareti verticali (maschi murari) ed orizzontamenti. Gli orizzontamenti possono essere piani oppure costituiti da strutture voltate spingenti o a spinta eliminata dalla presenza di catene. È inoltre di fondamentale importanza, nelle strutture verticali, verificare la qualità dei collegamenti tra muri trasversali in corrispondenza degli angoli, i cosidetti "cantonali". I solai costituiscono un elemento essenziale perché sono il principale elemento che influenza il comportamento globale della struttura. La presenza di orizzontamenti di piano collegati efficacemente ai muri perimetrali serve a garantire un comportamento cosiddetto "scatolare" dell'edificio limitando l'instaurarsi di possibili meccanismi di ribaltamento delle pareti fuori dal proprio piano. Chiaramente è inteso che un solaio anche se rigido, per assolvere a tale funzione, deve essere efficacemente ammorsato alle pareti.<sup>2</sup>

La risposta delle pareti dell'edificio è fortemente condizionata dalla rigidezza delle fasce di piano. La rigidezza, la resistenza e la duttilità di queste infatti determina le effettive condizioni di vincolo cui sono soggetti i maschi murari. E' evidente che la presenza dei cordoli di piano oltre a garantire un comportamento d'insieme dei maschi murari determina un sostanziale irrigidimento delle fasce di piano che in assenza di cordoli risultano invece elementi su cui si concentra il danneggiamento in seguito ad eventi sismici. In presenza di fasce rigide e resistenti il danneggiamento si determina invece in corrispondenza dei maschi murari determinando nel complesso un organismo strutturale più resistente.<sup>3</sup>

Negli edifici storici, per quanto riguarda gli orizzontamenti, è frequente l'uso di solai in legno o di volte. La prima tipologia in molti casi riesce a garantire un ammorsamento sufficiente soltanto in corrispondenza delle pareti su cui risultano caricati i solai, le pareti non direttamente caricate dai solai risultano invece ammorsate alla struttura soltanto in corrispondenza dei cantonali e in condizioni sismiche tale collegamento può in alcuni casi risultare inadeguato. La presenza di orizzontamenti costituiti da strutture voltate in genere può garantire un comportamento scatolare in condizioni sismiche soltanto se la spinta derivante azioni orizzontali delle volte risulta contrastata dalla presenza di catene, altrimenti la presenza di strutture spingenti può, in alcuni casi, favorire il ribaltamento fuori piano delle pareti su cui risultano ordite le volte.<sup>3</sup>

In Fig. 3-1 si può notare il buon comportamento che deriva da un efficace collegamento tra solai sufficientemente rigidi e pareti quando l'edificio è sollecitato da una azione orizzontale (vento e sisma).

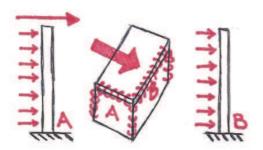


Fig. 3-1 - Corretta distribuzione delle forze orizzontali verso le pareti di controventamento se viene raggiunto un buon comportamento scatolare dell'edificio.

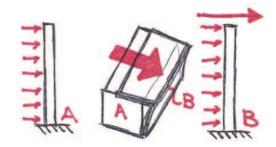


Fig. 3-2 - Distribuzione non corretta delle forze orizzontali verso le pareti trasversali generata da una mancanza di comportamento scatolare dell'edificio.

Come si vede la rigidezza del solaio, che svolge l'azione di diaframma, unita all'efficace collegamento tra il solaio e le pareti, e delle parati fra di loro, permette di distribuire le azioni orizzontali verso le pareti a maggior inerzia nella medesima direzione di sollecitazione (controventi); nello stesso tempo consente di non far gravare tali azioni sulle pareti ad esse ortogonali, le quali, data la scarsa rigidezza nella direzione trasversale, rischierebbero il ribaltamento.4

Al contrario, come visibile in Fig. 3-2, la mancanza di uno o più di questi requisiti (solai non sufficientemente rigidi, collegamenti non efficaci tra solai e pareti, o delle pareti tra loro) non garantisce più la corretta distribuzione delle azioni orizzontali lungo le pareti di controventamento. Pertanto le pareti ortogonali a queste non efficacemente collegate al solaio o alle altre pareti, saranno gravate da un'azione orizzontale di intensità non compatibile con la loro scarsa resistenza nella direzione ad esse ortogonale, generando labilità e vulnerabilità per il rischio di potenziali ribaltamenti fuori dal proprio piano.<sup>4</sup>



Fig. 3-3 - Tipico edificio rurale di pietra con tetto in piode situato nel borgo abbandonato di Marone, nel comune di Trontano. La struttura versa ancora in un buono stato di conservazione. Adiacentemente si trovano i ruderi di altri due edifici ai quali è crollata la copertura, la cappelletta e la chiesa sconsacrata di Sant'Antonio Abate.

Gli edifici di pietra del patrimonio storico diffuso della Val d'Ossola sono caratterizzati da geometrie semplici, solai lignei o volte di pietra, coperture con struttura portante di legno e manto di piode molto pesanti (Fig. 3-3). Sono riscontrabili diversi modi di apparecchiare le murature: a secco, con allentamento in malta di calce (a giunti sottili e a giunti spessi), con intonaco raso pietra, intonacate. La tessitura muraria risulta solitamente ben ammorsata nello spessore, con diatoni diffusi. Solo nelle costruzioni più importanti le pietre sono accuratamente sbozzate o riquadrate, infatti, il loro grado di lavorazione diminuisce col diminuire della rilevanza della costruzione.<sup>5</sup>

Tale concezione strutturale, corrispondente al "comportamento scatolare" richiesto dalle normative stesse, fornisce al fabbricato un'ottima resistenza d'insieme, comprovata dal buon comportamento che

Nota 3-2 - PANTO' B., "La modellazione sismica degli edifici in muratura. Un approccio innovativo basato su un macro-elemento spaziale", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2007, pag. 6.

Nota 3-3 - PANTO' B., cit., pag. 7.

Nota 3-4 - GRAZZINI A., "Il comportamento statico degli edifici di pietra: la struttura scatolare, le fondazioni, il miglioramento statico strutturale, in: Manuale per il recupero del patrimonio architettonico di pietra tra Verbano Cusio Ossola e Canton Ticino", Provincia del Verbano Cusio e Ossola, Verbania, 2015, pag. 4-22.

Nota 3-5 - GRAZZINI A., cit., pag. 4-20.

hanno gli edifici in muratura, anche in zona sismica, se correttamente costruiti. I muri ortogonali fra loro devono essere efficacemente ammorsati lungo le intersezioni verticali, mediante un'opportuna disposizione degli elementi. Il buon ammorsamento tra le pareti tende a realizzare una maggiore ridistribuzione dei carichi verticali fra muri ortogonali anche nel caso di solai ad orditura prevalente in una direzione.<sup>6</sup>

Nella valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio in muratura e nella definizione di un modello strutturale per la simulazione della risposta dinamica in ogni caso non bisogna prescindere da un attenta analisi della tipologia muraria e dei particolari costruttivi allo scopo di individuare le possibili cause di innesco di meccanismi locali di danno che negli edifici storici sono, in genere, la prima causa di collasso strutturale.<sup>7</sup>

La resistenza sismica di un edificio in muratura, il cui comportamento si può ritenere scatolare, è prevalentemente associata alla rigidezza, alla resistenza e alla duttilità delle pareti nel proprio piano, in quanto i meccanismi di ribaltamento delle pareti fuori piano e di collasso parziale di porzioni superficiali dell'edificio (detti meccanismi di primo modo) risultano, in genere, impediti dalla presenza di cordoli di piano o di catene. In assenza di cordoli di piano e/o di incatenamenti sufficienti a garantire un comportamento d'insieme delle pareti, o come negli edifici di culto caratterizzati da ampie pareti libere, le principali cause del collasso strutturale in seguito ad eventi sismici sono dovute all'innescarsi dei cosiddetti meccanismi di primo modo, che nella maggior parte dei casi determinano collassi di porzioni anche significative dell'edificio. Vi possono essere anche situazioni intermedie in cui i meccanismi di collasso del-

le pareti fuori dal proprio piano sono conseguenti a un progressivo danneggiamento delle pareti e degli ammorsamenti in corrispondenza dei cantonali durante l'evoluzione della risposta sismica.<sup>8</sup>

Per quanto detto nell'esaminare il comportamento delle pareti murarie è importante distinguere il caso di pareti sollecitate nel proprio piano e il caso di pareti sollecitate fuori dal proprio piano. In Fig. 3-4 è illustrato come la resistenza dei muri a forze agenti nel proprio piano sia maggiore rispetto a quella di forze agenti fuori dal proprio piano, e quindi è maggiore la loro efficacia come elementi di controventamento. Nel seguito verrà brevemente descritto il differente comportamento della muratura in relazione alla direzione della sollecitazione e alle condizioni di vincolo della parete stessa.

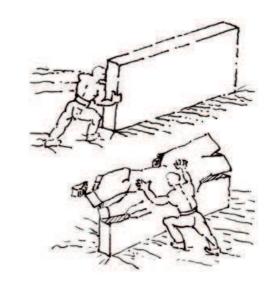


Fig. 3-**4** - Illustrazione della resistenza delle murature a seconda della direzione di applicazione dei carichi orizzontali.<sup>6</sup>

#### 3.1.1 Caratteristiche meccaniche delle murature

La muratura, in generale, è un manufatto composito le cui principali caratteristiche sono la disomogeneità, l'anisotropia, il diverso comportamento a compressione e a trazione, la non linearità nel legame sforzi-deformazioni. Pertanto la muratura, come aggregato di diversi componenti, risulta spesso di difficile definizione meccanica. È solo possibile schematizzarla con una resistenza a compressione e modulo elastico quanto mai vari, scarsissima duttilità e ancora più esigua (e quindi trascurabile) resistenza a trazione.<sup>9</sup>

La tabella C8A.2.1 della Circolare 617 del 2 febbraio 2009 (Tab. 3-1) fornisce alcuni valori di riferimento che possono essere adottati nelle analisi in funzione del livello di conoscenza acquisito. Il riconoscimento della tipologia muraria è condotto attraverso un dettagliato rilievo degli aspetti costruttivi. E' noto che la

muratura presenta, a scala nazionale, una notevole varietà per tecniche costruttive e materiali impiegati ed un inquadramento in tipologie precostituite può risultare problematico. I moduli di elasticità normale E e tangenziale G sono da considerarsi relativi a condizioni non fessurate, per cui le rigidezze dovranno essere opportunamente ridotte.<sup>10</sup>

Tipologia di muratura	$f_{\rm m}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/cm <sup>2</sup> )	E (N/mm <sup>2</sup> )	G (N/mm <sup>2</sup> )	w (kN/m³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

Tab. 3-1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura; f = resistenza media a compressione della muratura,  $\tau_{o}$ = resistenza media a taglio della muratura, E= valore medio del modulo di elasticità normale, G= valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w= peso specifico medio della muratura.<sup>11</sup>

Nota 3-6 - GRAZZINI A., "Il comportamento statico degli edifici di pietra: la struttura scatolare, le fondazioni, il miglioramento statico strutturale, in: Manuale per il recupero del patrimonio architettonico di pietra tra Verbano Cusio Ossola e Canton Ticino", Provincia del Verbano Cusio e Ossola, Verbania, 2015, pag. 4-21.

Nota 3-7 - PANTO' B., "La modellazione sismica degli edifici in muratura. Un approccio innovativo basato su un macro-elemento spaziale", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2007, pag. 7.

Nota 3-8 - PANTO' B., cit., pag. 8.

Nota 3-9 - GRAZZINI A., cit., pag. 4-23.

Nota 3-10 - MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI, "Circolare 617 del 2 febbraio 2009", Istituto Poligrafico e Zecca dello Stato S.p.A., Roma, 2009, pag. 402.

Nota 3-11 - MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI, cit., pag. 403.

Nel caso delle murature storiche, i valori indicati nella Tabella C8A.2.1 (relativamente alle prime sei tipologie) sono da riferirsi a condizioni di muratura con malta di scadenti caratteristiche, giunti non particolarmente sottili ed in assenza di ricorsi o listature che, con passo costante, regolarizzino la tessitura ed in particolare l'orizzontalità dei corsi. Inoltre si assume che, per le murature storiche, queste siano a paramenti scollegati, ovvero manchino sistematici elementi di connessione trasversale (o di ammorsamento per ingranamento tra i paramenti murari).<sup>12</sup>

I valori indicati per le murature regolari sono relativi a casi in cui la tessitura rispetta la regola dell'arte. Nei casi di tessitura scorretta (giunti verticali non adeguatamente sfalsati, orizzontalità dei filari non rispettata), i valori della tabella devono essere adeguatamente ridotti. Nel caso in cui la muratura presenti caratteristiche migliori rispetto ai suddetti elementi di valutazione, le caratteristiche meccaniche saranno ottenute, a partire dai valori di Tabella C8A.2.1, applicando coefficienti migliorativi fino ai valori indicati nella Tabella C8A.2.2 (Tab. 3-2), secondo le seguenti modalità:

- malta di buone caratteristiche: si applica il coefficiente indicato in Tabella C8A.2.2, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza  $(f_m e \tau_0)$ , sia ai moduli elastici (E e G);
- giunti sottili (< 10 mm): si applica il coefficiente, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza ( $f_m$  e  $\tau_0$ ), sia ai moduli elastici (E e G); nel caso della resistenza a taglio l'incremento percentuale da considerarsi è metà rispetto a quanto considerato per la resistenza a compressione; nel caso di murature in pietra naturale è opportuno verificare che la lavorazione sia curata sull'intero spessore del paramento;
- presenza di ricorsi (o listature): si applica il coefficiente indicato in tabella ai soli parametri di resistenza  $(f_m e \tau_0)$ ; tale coefficiente ha significato solo per alcune tipologie murarie, in quanto nelle altre non si riscontra tale tecnica costruttiva;
- presenza di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti: si applica il coefficiente indicato in tabella ai soli parametri di resistenza ( $f_m$  e  $\tau_0$ ); tale coefficiente ha significato solo per le murature storiche, in quanto quelle più recenti sono realizzate con una specifica e ben definita tecnica costruttiva ed i valori in Tabella C8A.2.1 rappresentano già la possibile varietà di comportamento.<sup>13</sup>

Le diverse tipologie di Tabella C8A.2.1 assumono che la muratura sia costituita da due paramenti accostati, o con un nucleo interno di limitato spessore (inferiore allo spessore del paramento); fanno eccezione il caso della muratura a conci sbozzati, per la quale è implicita la presenza di un nucleo interno (anche significativo ma di discrete caratteristiche), e quello della muratura in mattoni pieni, che spesso presenta un nucleo interno con materiale di reimpiego reso coeso. Nel caso in cui il nucleo interno sia ampio rispetto ai paramenti e/o particolarmente scadente, è opportuno ridurre opportunamente i parametri di resistenza e deformabilità, attraverso una omogeneizzazione delle caratteristiche meccaniche nello spessore. In assenza di valutazioni più accurate è possibile penalizzare i suddetti parametri meccanici attraverso il coefficiente indicato in Tabella C8A.2.2.<sup>13</sup>

In presenza di murature consolidate, o nel caso in cui si debba valutare la sicurezza dell'edificio rinforzato, è possibile valutare le caratteristiche meccaniche per alcune tecniche di intervento, attraverso i coefficienti indicati in Tabella C8A.2.2, secondo le seguenti modalità:

• consolidamento con iniezioni di miscele leganti: si applica il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza ( $f_m e \tau_0$ ), sia ai moduli elastici (E e G); nel caso in cui la muratura originale fosse stata classificata con malta di buone caratteristiche, il suddetto coefficiente va applicato al valore di riferimento per malta di scadenti caratteristiche, in quanto il risultato ottenibile attraverso questa tecnica di consolidamento è, in prima approssimazione, indipendente

- dalla qualità originaria della malta (in altre parole, nel caso di muratura con malta di buone caratteristiche, l'incremento di resistenza e rigidezza ottenibile è percentualmente inferiore);
- consolidamento con intonaco armato: per definire parametri meccanici equivalenti è possibile applicare il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza  $(f_m \in \tau_o)$ , sia ai moduli elastici ( $E \in G$ ); per i parametri di partenza della muratura non consolidata non si applica il coefficiente relativo alla connessione trasversale, in quanto l'intonaco armato, se correttamente eseguito collegando con barre trasversali uncinate i nodi delle reti di armatura sulle due facce, realizza, tra le altre, anche questa funzione. Nei casi in cui le connessioni trasversali non soddisfino tale condizione, il coefficiente moltiplicativo dell'intonaco armato deve essere diviso per il coefficiente relativo alla connessione trasversale riportato in tabella;
- consolidamento con diatoni artificiali: in questo caso si applica il coefficiente indicato per le murature dotate di una buona connessione trasversale.<sup>14</sup>

I valori sopra indicati per le murature consolidate possono essere considerati come riferimento nel caso in cui non sia comprovata, con opportune indagini sperimentali, la reale efficacia dell'intervento e siano quindi misurati, con un adeguato numero di prove, i valori da adottarsi nel calcolo.<sup>14</sup>

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessio ne trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	<u>*</u>	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramen-to di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	100	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	276	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	1,2		1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5		1,3	0,7	1,5	1,5

Tab. 3-2 - Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (indicati in Tabella C8A.2.1) da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone o ottime; giunti sottili; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; nucleo interno particolarmente scadente e/o ampio; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato. 15

La particolare tessitura muraria della pietra a secco rientra tra quelle non sufficientemente studiate e indagate, sulla quale si può presupporre una più che buona resistenza a compressione in considerazione dei pesanti elementi lapidei che la compongono, ma nulla si conosce a livello quantitativo riguardo il comportamento a taglio e pressoflessione nel piano. La difficile quantificazione delle caratteristiche meccaniche delle singole murature presenti anche nel medesimo fabbricato e l'accumulo di danni conseguenti a decenni di abbandono rendono quanto mai problematica l'analisi dell'affidabilità nelle verifiche statiche.

Nota 3-12 - MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI, "Circolare 617 del 2 febbraio 2009", Istituto Poligrafico e Zecca dello Stato S.p.A., Roma, 2009, pag. 403.

Nota 3-13 - MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI, cit., pag. 404.

Nota 3-14 - MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI, cit., pag. 405.

Nota 3-15 - MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI, cit., pag. 406.

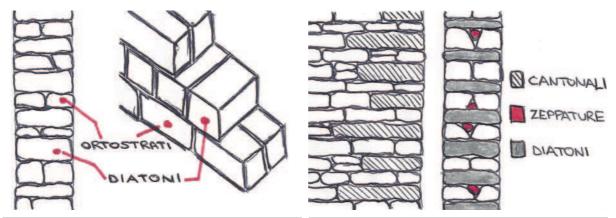


Fig. 3-**5** - Posizione degli ortostati e dei diatoni all'interno della tessitura muraria. Gli ortostati corrono lungo il piano della parete mentre i diatoni aiutano il comportamento monolitico della stessa, unendo il paramento esterno a quello interno.

Fig. 3-**6** - Stratigrafia di una muratura di pietra a secco eseguita seguendo la regola d'arte. Si può notare la posizione dei cantonali e dei diatoni. Le zeppature invece sono ridotte a causa della corretta posa degli elementi.

La tessitura muraria di pietre a secco degli edifici presenta diverse varietà e tecniche costruttive, a seconda dell'area geografica e delle condizioni economiche nel contesto di edificazione. La maggior parte delle murature ossolane è costruita con pietre a secco disposte regolarmente con giunti verticalmente sfalsati e comprendono la presenza fondamentale di elementi ortostati e di diatoni trasversali (Fig. 3-5 e Fig. 3-6). I vuoti tra le pietre sono spesso riempiti con piccole zeppe lapidee (Fig. 3-7). Gli spigoli sono rinforzati con i cantonali per garantire maggior rigidezza lungo le fondamentali intersezioni tra le pareti perimetrali ortogonali, ai fini di un buon comportamento scatolare dell'intero fabbricato (Fig. 3-8). <sup>16</sup>





Fig. 3-**7** - Sezione muraria in cui si può notare la presenza di zeppe lapidee usate come riempimento. L'uso eccessivo delle zeppature indica una non corretta posa degli elementi.

Fig. 3-**8** - Presenza di poderosi cantonali (di lunghezza superiore al metro) lungo gli spigoli di un edificio presso la frazione di San Lorenzo, nel comune di Trontano.

Gli ortostati sono blocchi posti con il loro lato più lungo nella direzione del muro ed hanno la funzione di legare l'apparecchio murario nel piano della parete, in modo da conferire un comportamento monolitico per azioni che sollecitano la parete nel proprio piano. I diatoni sono invece i blocchi posti con il loro lato più lungo ortogonalmente alla direzione del muro in modo da consentire un comportamento monolitico nei confronti delle azioni che tendono a ribaltare la parete fuori dal proprio piano.<sup>17</sup>

La regolarità e la simmetria orizzontale dei giunti favoriscono una migliore resistenza della parete ad azioni orizzontali ad essa ortogonali che possono innescare pericolosi ribaltamenti fuori dal piano, come illustrato in Fig. 3-9. Lo sfasamento verticale dei giunti garantisce inoltre una migliore distribuzione dei carichi verticali e una migliore risposta della parete sottoposta ad azioni orizzontali nel proprio piano, come evidenziato in Fig. 3-10.<sup>17</sup>

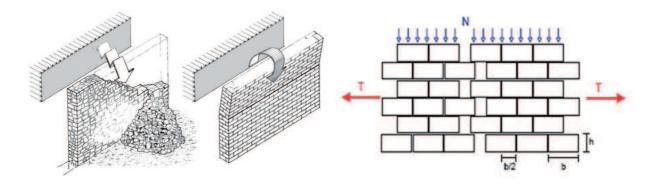


Fig. 3-9 - Importanza della linearità dei giunti orizzontali ai fini di una maggior resistenza che la parete muraria può offrire per contrastare il ribaltamento fuori dal proprio piano in corrispondenza di azioni orizzontali ad essa ortogonali.<sup>17</sup>

Fig. 3-10 - Effetto benefico della disposizione sfalsata dei giunti verticali sia per la buona resistenza ai carichi verticali sia per quella a carichi orizzontali nel piano della parete dovuta ad un aumento delle forze di attrito. 17

Tuttavia alcune tipologie murarie non risultano eseguite a regola d'arte e denotano una sezione multistrato dove i due paramenti murari sono slegati essendo assenti i diatoni trasversali, come visibile in Fig. 3-11 presso alcune sezioni murarie rilevate a Veglio, nel comune di Montecrestese. Queste sezioni risultano particolarmente vulnerabili in corrispondenza di azioni orizzontali fuori dal proprio piano poichè tendono a disgregarsi in modo caotico, come illustrato in Fig. 3-12. infatti, in queste situazioni non è assolutamente garantito l'auspicabile comportamento monolitico che la parete deve dimostrare per garantire resistenza sia nel proprio piano che fuori dal proprio piano. 17

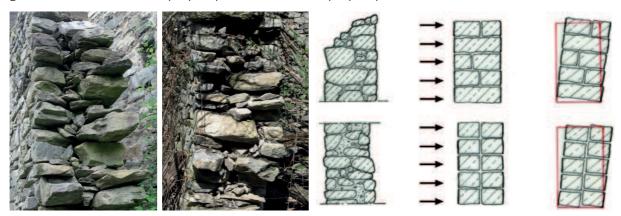


Fig. 3-**11** - Sezioni murarie multistrato con paramenti esterni ed interni non collegati da diatoni trasversali ed eccessivo impiego di zeppe lapidee. 18

Fig. 3-12 - Differente comportamento tra una tessitura monolitica ed una non adeguatamente ammorsata in presenza di azioni orizzontali fuori dal proprio piano.<sup>19</sup>

Occorre ricordare che l'azione sismica fuori dal proprio piano, cioè in direzione ortogonale alla parete (quindi lungo la direzione di minor rigidezza), può essere ulteriormente gravosa quando il sistema strutturale non è sufficientemente "scatolare", e pertanto la maggior parte dell'azione sismica non viene correttamente ripartita sulle sole pareti longitudinali, bensì una quota si riversa in direzione ortogonale causandone il crollo.19

Nota 3-16 - GRAZZINI A., "Il comportamento statico degli edifici di pietra: la struttura scatolare, le fondazioni, il miglioramento statico strutturale, in: Manuale per il recupero del patrimonio architettonico di pietra tra Verbano Cusio Ossola e Canton Ticino", Provincia del Verbano Cusio e Ossola, Verbania, 2015, pag. 4-23.

Nota 3-17 - GRAZZINI A., cit., pag. 4-24.

Nota 3-18 - GRAZZINI A., cit., pag. 4-25.

Nota 3-19 - GRAZZINI A., cit., pag. 4-26.

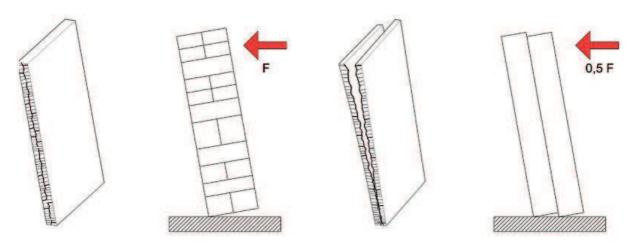


Fig. 3-13 - Importanza del comportamento monolitico della tessitura muraria ai fini di una migliore resistenza della parete ad azioni orizzontali fuori dal proprio piano. La parete di sinistra che è stata realizzata con una corretta tessitura resiste ad azioni maggiori rispetto a quella di destra.<sup>20</sup>

Come illustrato in Fig. 3-13, occorre un'azione sismica molto più grande per generare il ribaltamento di una parete a tessitura monolitica, al contrario è sufficiente una bassa azione sismica per determinare il collasso fuori dal proprio piano di una muratura multistrato trasversalmente disconnessa.<sup>20</sup>

La "regola d'arte" ha un ruolo fondamentale per il comportamento statico e dinamico dell'edificio. Essa prevede, per esempio, la presenza dei diatoni trasversali. Una tessitura a comportamento monolitico oppure multistrato non connessa, come abbiamo visto in precedenza, può notevolmente influenzare la resistenza statica della muratura sotto sollecitazione sismica.<sup>20</sup>

## 3.2 I meccanismi di danno

Il collasso delle costruzioni di muratura avviene in genere per perdita di equilibrio di porzioni strutturali piuttosto che per il raggiungimento della tensione di rottura del materiale. il DM 14 gennaio 2008, come illustrato anche in Fig. 3-14, stabilisce al punto 8.7.1 la distinzione fra:

- Meccanismi locali: quelli che interessano singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione e sono favoriti dall'assenza o scarsa efficacia dei collegamenti tra pareti e orizzontamenti e fra i pannelli murari;
- Meccanismi globali: quelli che coinvolgono l'intera costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano.<sup>21</sup>

Il comportamento delle murature storiche, oltre che dalle caratteristiche dei singoli elementi costrut-

tivi, è influenzato dal sistema delle connessioni verticali e orizzontali, la cui presenza può garantire il comportamento scatolare d'insieme e tenere unito l'intero organismo strutturale in condizioni statiche e dinamiche. Le connessioni migliorano il funzionamento dei vincoli, trasformandoli da monolateri a bilateri, ossia da elementi capaci di esercitare un'azione di solo contrasto a dispositivi capaci anche di trattenere e quindi assicurare una resistenza a trazione. la maggior parte delle carenze strutturali rilevabili nell'edilizia storica derivano proprio dall'as-

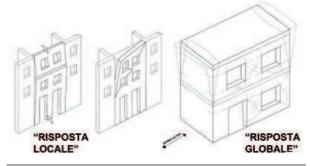
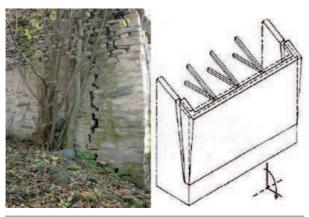


Fig. 3-**14** - Distinzione tra risposta locale e globale di danneggiamento dell'edificio in muratura.<sup>21</sup>



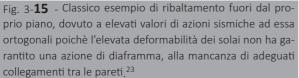




Fig. 3-16 - Esempio di ribaltamento fuori dal proprio piano dove la causa principale è anche la grande decoesione della tessitura muraria che conferma inequivocalbilmente la scorporazione dell'edificio strutturale in macroblocchi da analizzare dal punto di vista cinematico.<sup>24</sup>

senza o dalla scarsità della capacità di contrasto dei vincoli. In campo sismico si distinguono pertanto due differenti modalità di danneggiamento, la cui attivazione dipende molto dal grado di comportamento scatolare dell'edificio.22

I meccanism di danno di I modo si innescano nelle pareti murarie investite da azioni sismiche ortogonali che tendono a produrne il ribaltamento; questo avviene quando tali pareti non sono sufficientemente legate a quelle ortogonali o quando la mancata azione di diaframma rigido del solaio comporta un valore molto elevato di azione sismica ortogonale, incompatibile con la resistenza della parete investita. la vulnerabilità sismica dell'edificio risulta fortemente condizionata dai meccanismi di danno di I modo, molto frequenti e responsabili di dissesti rovinosi; il loro controllo rappresenta il primo obiettivo di qualsiasi intervento di prevenzione. La presenza di alcuni semplici tiranti può già contribuire a contrastare e limitare il danneggiamento collegato a questo tipo di vulnerabilità.<sup>23</sup>



Fig. 3-17 - Lesione per compressione dovuta da elevati carichi verticali. 22

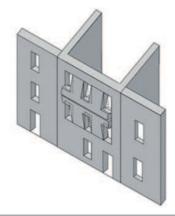


Fig. 3-18 - Schema illustrativo del danneggiamento per flessione verticale e/o orizzontale sulle pareti.<sup>23</sup>

Nota 3-20 - GRAZZINI A., "Il comportamento statico degli edifici di pietra: la struttura scatolare, le fondazioni, il miglioramento statico strutturale, in: Manuale per il recupero del patrimonio architettonico di pietra tra Verbano Cusio Ossola e Canton Ticino", Provincia del Verbano Cusio e Ossola, Verbania, 2015, pag. 4-26.

- Nota 3-21- GRAZZINI A., cit., pag. 4-29.
- Nota 3-22 GRAZZINI A., cit., pag. 4-30.
- Nota 3-23 GRAZZINI A., cit., pag. 4-31.
- Nota 3-24 GRAZZINI A., cit., pag. 4-32.

I meccanismi di II modo interessano invece le pareti sollecitate da azioni sismiche complanari. si innescano facilmente ma in genere comportano valori di moltiplicatore di collasso elevati. il muro lesionato dall'azione orizzontale agente nel suo piano scorre su se stesso o ruota rispetto ad un punto di cerniera per effetto dell'azione sismica. per evitare che i meccanismi di II modo siano rovinosi è necessario che la tessitura muraria possieda un regolare ammorsamento trasversale. Se il muro è eseguito secondo le regole dell'arte, tale modalità di danno può essere definita duttile, in analogia con le costruzioni di cemento armato e acciaio; le lesioni nelle pareti murarie possono raggiungere la larghezza di diversi centimetri, senza produrre pericolose perdite di equilibrio. $^{25}$ 

Il danneggiamento delle murature a secco può avvenire anche per il superamento della resistenza a compressione per carichi verticali (Fig. 3-17), spesso dovuta a fenomeni di instabilità pressoflessionale generati dalla mancanza di solai intermedi di collegamento.<sup>25</sup>

Un'altra tipologia di danno ricorrente può essere quella di flessione verticale o orizzontale che interessa il pannello murario tra due vincoli (solai sufficientemente collegati alle pareti o presenza di catene di trattenuta), come visibile in Fig. 3-18.<sup>26</sup>

Non meno importante è anche l'analisi dell'interazione tra edifici adiacenti, spesso non ammorsati nelle diverse fasi di edificazione (Fig. 3-**19**). In occasione di un evento sismico si possono generare eventuali fenomeni di martellamento soprattutto se i solai degli edifici si trovano a differenti quote.<sup>27</sup>



Fig. 3-**19** - Foto e schema descrittivo di possibili vulnerabilità sismiche derivanti dalla mancanza di ammorsamento tra edifici adiacenti. Gli edifici si trovano nella frazione di Veglio, nel comune di Montecrestese<sup>27</sup>

## 3.3 Pannelli murari sollecitati nel proprio piano

Nello studio di pannelli murari soggetti a forze orizzontali vengono presi in considerazione due condizioni di vincolo della sezione di testa: il caso di estremo superiore libero e il caso di estremo superiore impedito di ruotare. Questi rappresentano due casi limite della reale condizione di vincolo dei pannelli inseriti in uno schema strutturale complesso. In genere si distinguono tre principali meccanismi di collasso:

- rottura per schiacciamento/ribaltamento;
- rottura a taglio per fessurazione diagonale;
- rottura per scorrimento.<sup>28</sup>

Nel seguito verrà fornita una descrizione di detti meccanismi. Verranno altresì esposti alcuni criteri di rottura presenti in letteratura che consentono di valutare la resistenza di pannelli murari isolati. Nel caso che il pannello si trovi inserito in un edificio, oltre all'uso di tali criteri di rottura, diviene di fondamentale importanza valutare in maniera corretta il tipo di vincolo che il resto della struttura offre al pannello in esame.

Pannelli murari caratterizzati da bassi valori del rapporto B/H (pareti snelle) e soggetti a piccoli carichi assiali presentano una risposta di tipo prevalentemente flessionale. Nel collasso di tali pareti il fenomeno della parzializzazione della sezione ha un ruolo primario e si perviene a un meccanismo di rottura per schiacciamento e/o ribaltamento. Nel caso di pareti tozze o soggette ad elevati carichi assiali (per esempio i maschi murari dei piani bassi di un edificio) il comportamento è fondamentalmente di tipo tagliante. In questo caso la parzializzazione della sezione è fortemente limitata dalla precompressione dovuta al carico assiale e viene evidenziata la deformabilità a taglio.<sup>29</sup>

#### 3.3.1 Criteri di resistenza utilizzati per i diversi meccanismi di collasso

I meccanismi di collasso di un pannello murario sollecitato nel proprio piano, come detto all'inizio del presente paragrafo, sono essenzialmente di tre tipi: schiacciamento/ribaltamento, rottura a taglio per scorrimento, rottura a taglio per fessurazione diagonale.

Dal punto di vista del quadro fessurativo tali meccanismi risultano molto diversi tra loro: Nel caso di collasso per flessione le fessure sono concentrate in corrispondenza delle sezioni estreme incastrate, in prevalenza si assisterà a fessure per trazione, più rari i fenomeni di plasticizzazione per compressione (Fig. 3-20a). Nel caso di rottura per fessurazione diagonale si assisterà alla formazione di due evidenti fessure diagonali (Fig. 3-20b). Infine nel caso di collasso per scorrimento le fessure si concentreranno lungo i giunti di malta in corrispondenza di uno dei lati del pannello (Fig. 3-20c).<sup>30</sup>

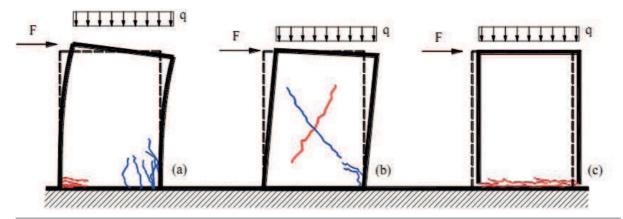


Fig. 3-20 - Principali meccanismi di collasso dei pannelli murari sollecitati nel proprio piano: (a) rottura per schiacciamento/ ribaltamento, (b) rottura a taglio per fessurazione diagonale e (c) rottura per scorrimento.<sup>30</sup>

Nota 3-25 - GRAZZINI A., "Il comportamento statico degli edifici di pietra: la struttura scatolare, le fondazioni, il miglioramento statico strutturale, in: Manuale per il recupero del patrimonio architettonico di pietra tra Verbano Cusio Ossola e Canton Ticino", Provincia del Verbano Cusio e Ossola, Verbania, 2015, pag. 4-31.

Nota 3-26 - GRAZZINI A., cit., pag. 4-32.

Nota 3-27 - GRAZZINI A., cit., pag. 4-34.

Nota 3-28 - PANTO' B., "La modellazione sismica degli edifici in muratura. Un approccio innovativo basato su un macro-elemento spaziale", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2007, pag. 8.

Nota 3-29 - PANTO' B., cit., pag. 9.

Nota 3-30 - PANTO' B., cit., pag. 10.

#### a) Meccanismo di schiacciamento/ribaltamento

Le forze orizzontali agenti sul pannello murario inducono un momento flettente che varia linearmente lungo l'altezza della parete. Questo produce tensioni normali di compressione e di trazione. Tali sollecitazioni risultano massime in corrispondenza delle sezioni di estremità della parete. Se le tensioni di compressione superano la resistenza a compressione della muratura si verifica uno schiacciamento in corrispondenza della parte compressa della sezione trasversale della parete. Pur non pervenendo allo schiacciamento della muratura, può verificarsi il ribaltamento del pannello, o di una porzione di esso,

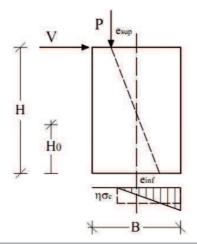


Fig. 3- $\bf 21$  - Pannello caricato da sforzo normale eccentrico e forza orizzontale.  $^{32}$ 

a causa della progressiva parzializzazione della sezione che porta l'asse neutro in prossimità del bordo compresso con un progressivo degrado della rigidezza fino all'incapacità di sostenere ulteriori incrementi di carico.<sup>31</sup>

Per quanto riguarda il meccanismo di schiacciamento, la formulazione di un criterio di rottura risulta abbastanza semplice. A tale scopo si consideri un pannello caricato da uno sforzo assiale costante P eccentrico rispetto all'asse geometrico e da una forza di taglio V (Fig 3-**21**). $^{31}$ 

Si immagini di modellare la muratura come un materiale elastico lineare fino alla rottura a compressione e non reagente a trazione. Ammettendo tali ipotesi la condizione di rottura coincide con il raggiungimento della tensione massima ammissibile a compressione  $\sigma_c$  in corrispondenza dello spigolo

del pannello. La distribuzione di tensioni lineare, per semplicità, viene qui sostituita con una distribuzione uniforme di intensità ridotta, come riportato in Fig 3-**21**.<sup>32</sup>

Imponendo l'equilibrio alla rotazione attorno al punto medio della sezione di base, si ha:

$$V_{\text{max}} \cdot H_0 = P \cdot e_{\text{inf},u} = \frac{P \cdot B}{2} \cdot \left(1 - \frac{p}{3\eta \sigma_c}\right)$$
 (3.1)

essendo:

 $\sigma_c$  la resistenza a compressione della muratura;

 $H_0$ l'altezza del punto di nullo del diagramma del momento flettente;

P il carico normale agente sul pannello;

B la larghezza della parete;

H l'altezza della parete;

t lo spessore della parete;

p=P/Bt la tensione media di compressione;

 $e_{inf,u}$  l'eccentricità della risultante dei carichi nella sezione di base del pannello nella condizione limite di schiacciamento.<sup>32</sup>

Dall'espressione (3.1) è possibile ricavare il taglio che determina lo schiacciamento:

$$V_{\text{max}} = \frac{P}{2\alpha_{y}} \cdot \left(1 - \frac{p}{3\eta\sigma_{c}}\right) \tag{3.2}$$

nella quale è stato posto  $\alpha_{\nu} = H_{0}/B$ . Tale parametro prende il nome di coefficiente di taglio e costituisce una misura del grado di vincolo opposto dal resto della struttura nei confronti del pannello. È tuttavia possibile prevedere modelli costitutivi più complessi, come ad esempio un legame di tipo parabola-ret-

tangolo a compressione e limitata resistenza a trazione.<sup>33</sup>

Il meccanismo di ribaltamento di un pannello può avvenire secondo modalità differenti a seconda della qualità della malta. Nel caso di una muratura realizzata con malta di buone caratteristiche il pannello si comporta come un blocco rigido che ruota intorno a uno spigolo di base (Fig. 3-22a). In presenza di malta di qualità scadente o in totale assenza di questa e nel caso di pannelli tozzi, come mostrato da studi sperimentali su murature di blocchi squadrati, il collasso avviene attraverso il distacco e la rotazione di una porzione di parete delimitata da una direzione inclinata (Fig. 3-22b e Fig. 3-22c). Gli studi condotti hanno mostrato come l'angolo di inclinazione  $\alpha$  di tale direzione dipende dalla geometria della parete e dalla tessitura dei mattoni. Ovviamente il verificarsi di tali meccanismi parziali riduce il taglio ultimo del pannello murario.33

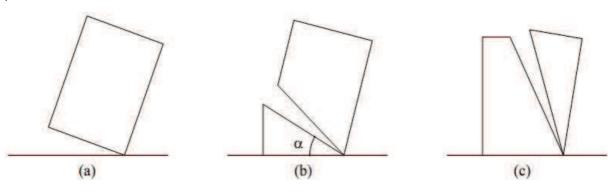


Fig. 3-22 - Meccanismi di ribaltamento nel proprio piano: (a) globale da blocco rigido, (b) e (c) parziali.<sup>33</sup>

Il valore del taglio ultimo per ribaltamento si può calcolare risolvendo un problema di analisi limite. Considerando meccanismi parziali è possibile calcolare il moltiplicatore a collasso al variare dell'angolo  $\alpha$ . Il minimo di tali moltiplicatori costituisce l'effettivo moltiplicatore a collasso. In aggiunta alla rotazione rigida, è possibile tener conto in maniera semplificata di un parziale schiacciamento della muratura considerando come centro di rotazione, rientrato 5–10 cm rispetto allo spigolo.<sup>33</sup>

#### b) Meccanismo di rottura a taglio per fessurazione diagonale

Il meccanismo di rottura a taglio per fessurazione diagonale si realizza quando le sollecitazioni di taglio provocano la formazione di fessure diagonali che partono dalla zona centrale del pannello per poi estendersi. La formazione di tali fessure si determina in corrispondenza delle direzioni principali cui corrispondono le massime tensioni di compressione, in quanto alla direzione ortogonale sono associate le trazioni massime. Uno dei criteri presenti in letteratura per valutare la capacità ultima a taglio di una parete è dovuto a Turnsek e Cacovic [34]. Scaturito dall'osservazione dei risultati di diverse prove sperimentali [35] [36], tale criterio si basa sull'assunzione che la rottura avviene quando la tensione principale di trazione, nella zona centrale del pannello, eguaglia la resistenza a trazione della muratura. La formula

Nota 3-31 - PANTO' B., "La modellazione sismica degli edifici in muratura. Un approccio innovativo basato su un macro-elemento spaziale", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2007, pag. 10.

Nota 3-32 - PANTO' B., cit., pag. 11.

Nota 3-33 - PANTO' B., cit., pag. 12.

Nota 3-34 - TOMAZEVIC M., "recent advances in earthquake-resistant design of masonry buildings: European perspective", Acapulco, 11th World Conference on Earthquake Engineering, paper n°2012, 1996.

Nota 3-35 - TOMAZEVIC M., "Masonry structures in seismic areas- a state of the art report", Moscow, 9th European Conference on Earthquake Engineering, Vol. A. pag. 246-302, 1990.

Nota 3-36 - TURNSEK V., CACOVIC F., "Some experimental result on the strength of brick masonry walls", Stoke-on-Trent, 2nd International Brick Masonry Conference, pag. 149-156, 1971.

che esprime tale criterio si ricava facilmente, ammettendo una distribuzione parabolica delle tensioni tangenziali lungo la sezione del pannello, con valore massimo pari a  $1,5\ V/A$  in corrispondenza dell'asse baricentrico, da semplici considerazioni sullo stato tensionale, si ricava infatti l'espressione della tensione principale di trazione in corrispondenza proprio dell'asse del pannello:

$$\sigma_t = \sqrt{p^2 + \tau^2} = \sqrt{\left(\frac{P}{A}\right)^2 + \left(1, 5\frac{V}{A}\right)^2}$$
 (3.3)

essendo:

 $\sigma_{t}$  la tensione principale di trazione;

P lo sforzo normale agente sul pannello,;

p la pressione media;

V il taglio agente;

B e t la base e lo spessore del pannello;

A=Bt la sezione trasversale.<sup>37</sup>

A questo punto eguagliando tale espressione con la resistenza convenzionale a trazione, l'espressione del taglio ultimo assume la forma:

$$V_d = \frac{\sigma_{u}Bt}{1,5} \cdot \sqrt{1 + \frac{p}{\sigma_{u}}} \tag{3.4}$$

il termine  $\sigma_{nu}$  rappresenta la resistenza a trazione della muratura. Per marcare il carattere macroscopico e non locale del parametro  $\sigma_{nu}$ , questo spesso viene indicato come resistenza convenzionale a trazione.<sup>37</sup>

La formula (3.4) viene spesso riportata in funzione di  $\tau_k$  che rappresenta la tensione tangenziale media in condizioni ultime ( $V_d/A$ ) in assenza di sforzo normale, e non in termini di  $\sigma_{u}$ . E' facile notare che tali parametri sono legati dalla relazione  $\tau_k = \sigma_{u}/1.5$ ; la formula precedente diviene quindi:

$$V_d = \tau_k B t \cdot \sqrt{1 + \frac{p}{1, 5 \cdot \tau_{\kappa}}} \tag{3.5}$$

Il parametro  $\tau_k$  presenta il vantaggio di avere un riscontro fisico più immediato rispetto alla tensione convenzionale a trazione. Se ad esempio si esegue una prova di taglio su un campione di muratura (in assenza di sforzo normale), basta dividere il valore del taglio ultimo che si registra per la sezione trasversale del pannello esaminato e si determina  $\tau_k$ . <sup>38</sup>

Successivamente fu proposto da Turnsek e Sheppard [ $^{39}$ ] di sostituire al fattore I,5 presente nella (3.4) e nella (3.5) un parametro b dipendente dal rapporto geometrico B/H del pannello. Si ha dunque:

$$V_d = \frac{\sigma_{tu}Bt}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{p}{\sigma_{tu}}} \tag{3.6}$$

$$V_d = \tau_k B t \cdot \sqrt{1 + \frac{p}{b \cdot \tau_\kappa}} \tag{3.7}$$

Dove:

$$b=1$$
 per  $H/B \le I$  
$$b=H/B$$
 per  $I < H/B < 1,5$  
$$b=1,5$$
 per  $H/B \ge 1,5$ 

Più recentemente, un criterio di rottura alternativo per murature di blocchi squadrati è stato proposto da Magenes e Calvi [ $^{40}$ ]. In tale formulazione viene distinto il caso di fessurazione diagonale dovuta al cedimento dei giunti di malta ( $V_{\gamma}$ ) e il caso di fessurazione diagonale per rottura dei mattoni ( $V_{\gamma}$ ):

$$V_{1} = B \cdot t \cdot \left(\frac{c + \mu \overline{\sigma}}{1 + \alpha_{v}}\right) \tag{3.8}$$

$$V_2 = B \cdot t \cdot \frac{f_{bt}}{\beta (1 + \alpha_v)} \cdot \sqrt{1 + \frac{\overline{\sigma}}{f_{bt}}}$$
(3.9)

nelle quali:

 $f_{bt}$  indica la resistenza a trazione dei mattoni;

b la base della parete;

t lo spessore della parete;

c e  $\mu$  coesione e coefficiente di attrito della malta;

 $\alpha_v = H_0/B$ , con  $H_0$  il punto di nullo del diagramma dei momenti;

 $\beta$  è un coefficiente che può essere assunto da 2 a 3. $^{41}$ 

Nell'espressione (3.9) la resistenza a taglio è legata esclusivamente alla resistenza dei mattoni proprio perché si suppone che siano questi a giungere a rottura. Nel caso di muratura in pietrame è comunque preferibile continuare ad utilizzare la (3.4) e la (3.5) nelle quali è possibile introdurre un parametro convenzionale di resistenza.<sup>41</sup>

## c) Meccanismo di rottura per scorrimento

Il meccanismo di rottura per scorrimento si realizza in seguito alla formazione di piani di scorrimento lungo i letti di malta nelle sezioni di estremità della parete. Il criterio di rottura tradizionalmente utilizzato è quello di Mohr-Coulomb. Secondo tale criterio, la tensione tangenziale ultima viene espressa come somma di un termine costante c (coesione) e di un termine proporzionale alla tensione di compressione media nella sezione  $\overline{\sigma}$ :

$$\tau_{u} = (c + \mu \overline{\sigma}) \tag{3.10}$$

Il coefficiente di proporzionalità  $\mu$  prende il nome di coefficiente di attrito. $^{41}$ 

Al fine di determinare il taglio ultimo corrispondente, è possibile supporre una distribuzione uniforme e integrare la (3.8) su tutta la zona di contatto B t. Si ottiene l'espressione:

$$V_d = B't \cdot \left(c + \mu \frac{P}{B't}\right) \tag{3.11}$$

che fornisce il taglio che determina lo scorrimento della parete.<sup>41</sup>

Nota 3-37 - PANTO' B., "La modellazione sismica degli edifici in muratura. Un approccio innovativo basato su un macro-elemento spaziale", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2007, pag. 13.

Nota 3-38 - PANTO' B., cit., pag. 14.

Nota 3-**39** - TURNSEK V., SHEPPARD P., "The shear and flexural resistence of masonry walls", Skopje, International Research Conference on Earthquake Engineering, pag. 517-573, 1980

Nota 3-40 - MAGENES G., CALVI G. M., "In-plane seismic response of brick masonry walls", Earthquake engineering & structural dynamics, vol. 26, pag. 1091-1112, 1997.

Nota 3-41 - PANTO' B., cit., pag. 15.

## 3.4 Pannelli murari sollecitati fuori dal proprio piano

Un pannello murario libero soggetto a forze fuori dal proprio piano presenta meccanismi di collasso di tipo ribaltante. Si ha cioè una perdita di capacità portante a causa dell'apertura di fessure dovute al carattere monolatero della muratura. Le deformazioni plastiche, che accompagnano tali meccanismi, sono molto contenute pertanto l'energia dissipata da una parete sollecitata fuori piano risulta alquanto modesta.<sup>42</sup>

Fin dall'antichità era ben chiaro che i meccanismi di ribaltamento fuori dal proprio piano costituiscono il punto di maggiore vulnerabilità delle costruzioni in muratura, tanto che nei trattati storici, basati
principalmente sull'osservazione, si trova il tentativo di fissare regole pratiche per determinare la giusta
geometria delle pareti murarie al fine di garantire la stabilità nei confronti del ribaltamento. Il ribaltamento spesso non coinvolge tutta la parete ma una sua porzione. La forma del meccanismo di ribaltamento che si innesca dipende dalla snellezza del muro (rapporto tra spessore e altezza), dall'intensità
e dai punti di applicazione dei carichi applicati, e dalla presenza o meno di pareti ortogonali sufficientemente ammorsate.<sup>42</sup>

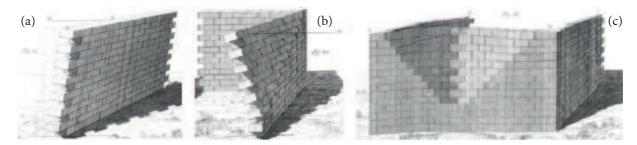


Fig. 3-23 - I tre meccanismi di Rondelet: (a) parete isolata, (b) parete vincolata da un lato e (c) parete doppiamente vincolata.

Nel trattato di Rondelet [43] si legge:

"Le grossezze da dare ai muri ed ai punti d'appoggio, per procurar loro il conveniente grado di stabilità, dipendono non solamente dal carico ch'essi possono avere da sostenere, e dalla forza delle pietre di cui sono formati, ma ancora dalla proporzione della loro base con l'altezza." <sup>43</sup>

Nello stesso trattato, Rondelet considera tre principali meccanismi di collasso, noti appunto come "*i tre meccanismi di Rondelet*", corrispondenti a tre diverse situazioni di vincolo: parete isolata, parete con un lato vincolato e parete con entrambi i lati vincolati (Fig. 3-23):

"Si possono distinguere, nella costruzione degli edifici, tre gradi di stabilità, uno massimo, uno medio ed uno minimo. Quindi dietro le osservazioni fatte sopra una grandissima quantità d'edifici di tutti i generi, risulta che un muro avrà una forte stabilità, se ha per spessore l'ottava parte della sua altezza; che la decima parte procurerà ad esso una stabilità media, e la duodecima il minore grado di stabilità ch'esso può avere." <sup>43</sup>

"Nulladimeno, siccome nella composizione degli edifici i muri si combinano gli uni cogli altri, ne risulta che con minore spessore essi possono qualche volta avere una stabilità sufficiente. Per formarsi un'idea giusta della differenza d'un muro affatto isolato, con quello che si collega con uno o due altri, si può, con pezzi di pietra squadrati, o con mattoni, fabbricare dei piccioli muri, come quelli rappresentati dalle Figure 21, 22 e 23, Tavola CLXXXXII, di cui la prima presenta un muro isolato, la seconda due muri che formano insieme un angolo, e la terza due muri che formano con un terzo due angoli retti." <sup>43</sup>

Nel primo caso (Fig. 3-23a), il muro spinto da una forza orizzontale non proverà resistenza se non in ragione della larghezza della sua base; nel secondo caso (Fig. 3-23b), il muro si opporrà in parte all'azione della forza orizzontale, in modo che solo la parte triangolare della parete possa distaccarsi; e infine, nel terzo caso (Fig. 3-23c), la forza orizzontale potrà solo atterrare il triangolo centrale, che sarà tanto più grande quanto i muri laterali saranno più distanti l'uno dall'altro. 43

E' facile osservare come il primo meccanismo, tipico di pareti isolate, prevede una rotazione attorno a una cerniera cilindrica orizzontale che si forma alla base del pannello murario (Fig. 3-24a). Se è presente un vincolo in sommità, ad esempio un tirante o delle travi di copertura, tale meccanismo si modifica come rappresentato nella Fig. 3-24b prevedendo la formazione di tre cerniere orizzontali. Mentre gli altri due meccanismi di Rondelet, attivati in pareti che sono efficacemente ammorsate ad altre pareti ortogonali, presentano cerniere cilindriche oblique, rispettivamente lungo la diagonale della parete nel secondo meccanismo e tali da isolare una porzione triangolare superiore nel terzo.<sup>44</sup>

I meccanismi descritti sono stati oggetto di molteplici studi sperimentali mirati alla loro riproduzione. Il meccanismo di collasso associato ai meccanismi di Rondelet può essere determinato impostando un problema di analisi limite. Il carico ultimo così ottenuto costituisce una stima del reale carico ultimo e valida se il comportamento della parete si può ritenere monolitico.<sup>44</sup>

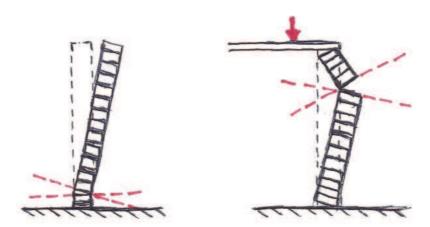


Fig. 3-24 - Ribaltamento di una parete isolta: (a) libera in testa e (b) con presenza di un vincolo in sommità.

Nota 3-42 - PANTO' B., "La modellazione sismica degli edifici in muratura. Un approccio innovativo basato su un macro-elemento spaziale", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2007, pag. 16.

Nota 3-43 - RONDELET J., "Trattato teorico pratico dell'arte di edificare" sezione IV del volume IX "Teoria delle costruzioni-Regole relative alla stabilità', Mantova, F.lli Negretti, 1834.

Nota 3-44 - PANTO' B., cit., pag. 18.

## Capitolo 4

# Modellazione strutturale degli edifici in muratura: lo "Stato dell'arte"

La capacità di un edificio di resistere alle azioni sismiche dipende, oltre che dalla resistenza, dalla capacità della struttura di subire un danneggiamento senza che si determini il collasso strutturale. L'entità della dissipazione energetica associata al danneggiamento dipende dal tipo di meccanismo di danno che si determina nell'elemento strutturale.<sup>1</sup>

I meccanismi di danno che caratterizzano la risposta di un edificio in muratura risultano ben diversi rispetto a quelli tipici degli edifici intelaiati in calcestruzzo armato ed in acciaio in cui, il danneggiamento, risulta generalmente concentrato in corrispondenza delle zone sede di formazione delle cerniere plastiche. Il danneggiamento in una struttura in muratura risulta diffuso se associato alla crisi della muratura nel proprio piano, mentre si può ritenere un danneggiamento locale se associato all'instaurarsi di meccanismi di primo modo. Pertanto, per gli edifici il cui comportamento può ritenersi scatolare, al danneggiamento è in genere associata una significativa dissipazione di energia; per gli edifici in cui il collasso è associato a meccanismi di primo modo, la dissipazione di energia è generalmente piuttosto modesta in quanto associata prevalentemente alla formazione delle superfici di rottura in cui avviene il distacco degli elementi murari che fuoriescono dal proprio piano. E' pertanto evidente che il comportamento più o meno duttile e dissipativo di un edificio in muratura è strettamente associato alle modalità di collasso che risultano dipendenti dalla tipologia della muratura, dalla geometria dell'edificio, dalla qualità degli ammorsamenti, dalla eventuale presenza di cordoli, architravi, catene, strutture spingenti e da numerosi altri fattori che ne condizionano la risposta sismica.<sup>2</sup>

La modellazione numerica della risposta sismica di edifici in muratura, e in particolare delle strutture storiche, risulta estremamente complessa dovendo questa simulare numericamente comportamenti

Nota 4-**1** - CANNIZZARO F., "Un nuovo approccio di modellazione della risposta sismica degli edifici storici", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2011, pag. 13.

Nota 4-**2** - PANTO' B., "La modellazione sismica degli edifici in muratura. Un approccio innovativo basato su un macro-elemento spaziale", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2007, pag. 20.

reali che, sebbene sufficientemente chiari nelle modalità, risultano governati da grandezze fisiche difficilmente valutabili ed estremamente disperse (come ad esempio la resistenza a trazione da attribuire al solido murario), pertanto rimane una questione aperta, per la quale sono proposte in letteratura svariate soluzioni. I vari metodi proposti comprendono da un lato soluzioni rigorose e di dettaglio difficilmente applicabili ad edifici al vero, dall'altro approcci semplificati che mirano alla valutazione della risposta globale sia in campo statico che dinamico.<sup>3</sup>

La maggior parte delle modellazioni semplificate proposte nella letteratura, soprattutto quelle orientate ad un uso pratico, non sono in grado di cogliere tutti gli aspetti associati ai possibili meccanismi di collasso; privilegiare un approccio semplificato, in molti casi, si rileva estremamente efficace (esempio nella progettazione dei nuovi edifici); può però risultare inadeguato soprattutto nei confronti della stima della vulnerabilità sismica di edifici storici, la cui risposta dinamica non sempre può essere schematizzata con modelli semplificati basati sull'ipotesi di comportamento scatolare e materiale isotropo ed omogeneo. Risultano così individuati i due principali ambiti metodologici per lo studio del comportamento sismico di edifici storici, o più in generale, di edifici in muratura:

- · approccio rigoroso;
- approccio semplificato.

Gli approcci rigorosi vengono generalmente condotti nell'ambito degli elementi finiti non lineari; dell'analisi limite; del metodo degli elementi di contorno e del metodo degli elementi distinti. Gli approcci semplificati normalmente prevedono una suddivisione della struttura in macro-elementi (o macro-porzioni) significativi, di cui si stima il comportamento non lineare; il loro assemblaggio restituisce una stima della risposta non lineare dell'intera struttura.

Una classificazione completa dei metodi di modellazione esistenti in muratura risulta tuttavia difficoltosa, poiché, tra i diversi autori, non c'è spesso accordo circa la nomenclatura delle diverse tecniche di modellazione proposte. In passato alcuni tentativi in questa direzione sono stati operati da Lourenço (2002) e Bosiljkov (2004).<sup>4</sup>

Uno dei criteri utilizzati per la classificazione delle tecniche sulla modellazione di edifici storici è quello della complessità dei modelli matematici adottati, connesso a sua volta con il progresso dei mezzi di calcolo, che col tempo diventano sempre più potenti ed efficienti. Per molti secoli gli unici criteri disponibili per la valutazione della sicurezza strutturale di edifici in muratura sono stati i metodi semplici. È solo nel secolo scorso che, grazie soprattutto all'impulso dato dall'introduzione del metodo degli elementi finiti, si sono diffusi modelli strutturali sempre più raffinati, supportati anche dal progresso dei mezzi di calcolo. Le metodologie di calcolo facenti uso di modelli strutturali si sono sviluppate sulla base di teorie e approcci spesso molto diversi tra loro, arricchendo fortemente il panorama dei metodi di modellazione al punto che, anche lo stato dell'arte in materia di modellazione di edifici in muratura a carattere storico risulta oggetto di studio orientato al confronto e alla validazione dei diversi approcci.<sup>5</sup>

## 4.1 Problemi nella trattazione delle strutture murarie

#### 4.1.1 Incertezza dei parametri meccanici

Le strutture murarie sono costituite da un materiale composto, le cui caratteristiche meccaniche sono difficilmente valutabili ed estremamente variabili. Bisogna inoltre valutare che per la muratura a sacco, a due paramenti o per quelle irregolari, risulta problematico persino determinare le proprietà geometriche degli elementi resistenti. A differenza delle strutture in calcestruzzo armato o in acciaio, le cui

caratteristiche dipendono in maniera quasi esclusiva dalle proprietà dei materiali componenti, in quelle in muratura le tecniche costruttive giocano un ruolo fondamentale per la determinazione del comportamento meccanico del solido murario.<sup>6</sup>

Dopo avere individuato la tipologia muraria, l'indicazione dei parametri meccanici da utilizzare richiede un serio impegno poiché, a causa di differenti metodologie costruttive o in presenza di difetti locali, si possono avere notevoli differenze. L'incertezza legata all'individuazione dei parametri meccanici della muratura, soprattutto con riferimento agli edifici storici, in molti casi vanifica gli sforzi associati alla realizzazione di modellazioni molto evolute (basate sull'attribuzione di legami costitutivi no-tension) peraltro estremamente sensibili alla scelta delle caratteristiche dei materiali.

## 4.1.2 Necessità di modelli globali

Un edificio in muratura può esibire un comportamento più o meno duttile in relazione ai meccanismi di danno che si attivano in occasione di un evento sismico. Gli edifici che esibiscono un comportamento scatolare manifestano generalmente un danneggiamento diffuso garantendo un comportamento duttile che, in molti casi, rende l'edificio in grado di fronteggiare eventi sismici di entità anche rilevante. Tale concetto è noto da tempo e ampiamente richiamato nelle normative nazionali che orientano il progetto di nuovi edifici verso il conseguimento del comportamento scatolare e di una significativa duttilità globale. Ciò porta a concludere che, nello studio sismico delle strutture in muratura diviene di fondamentale importanza una modellazione globale dell'organismo strutturale. Modellazioni di tipo semplificate nelle quali vengono considerate singole pareti o singoli componenti strutturali possono fornire utili indicazioni in termini di resistenza ma, in genere, non consentono una semplice valutazione del comportamento duttile dell'intero organismo strutturale in occasione di eventi sismici.<sup>7</sup>

#### 4.1.3 Importanza dei particolari costruttivi e dello stato di conservazione della struttura

L'analisi di strutture esistenti in muratura non può prescindere da un accurato esame del corpo di fabbrica. Tale esame deve essere mirato ad accertare le tecniche costruttive, i materiali utilizzati, nonché lo stato di degrado della struttura e l'eventuale presenza di danneggiamenti locali (dissesti, lesioni, distacchi delle pareti nei cantonali, etc.). Questo passo preliminare è fondamentale per comprendere il comportamento qualitativo della struttura e per individuare i parametri di resistenza e di deformabilità che dovranno poi essere impiegati nelle analisi numeriche e soprattutto per la scelta, non banale, della modellazione da adottare. Tuttavia il grado di dettaglio della modellazione deve essere il giusto compromesso tra oneri computazionali e precisione dei risultati che ci si propone di ottenere. Il peso che può essere attribuito a ognuno dei contrapposti interessi è certamente diverso se le analisi da condurre sono relative a scopi di ricerca o all'ambito professionale. Nel secondo caso viene quasi sempre adoperato un approccio semplice che, pur non cogliendo appieno il comportamento non lineare di dettaglio della struttura, presenta il notevole vantaggio di essere compatibile con le conoscenze della maggioranza dei professionisti del settore e di fornire in tempi brevi risultati facilmente interpretabili e che conservano un'adeguata attendibilità.7

Nota 4-3 - CANNIZZARO F., "Un nuovo approccio di modellazione della risposta sismica degli edifici storici", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2011, pag. 13.

Nota 4-4 - CANNIZZARO F., cit., pag. 14.

Nota 4-5 - CANNIZZARO F., cit., pag. 15.

Nota 4-6 - PANTO' B., "La modellazione sismica degli edifici in muratura. Un approccio innovativo basato su un macro-elemento spaziale", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2007, pag. 21.

Nota 4-7 - PANTO' B., cit., pag. 22.

## 4.2 Classificazione dei metodi di modellazione e di analisi

L'estrema complessità delle problematiche associate alla modellazione delle strutture in muratura, nonché l'attualità e l'impatto sociale che riveste il problema della stima della resistenza sismica delle murature, ha orientato la ricerca specifica del settore, negli ultimi decenni, alla formulazione di molteplici metodi di modellazione, parecchio differenti tra loro per complessità, ipotesi di base, grado di dettaglio dei risultati, onere computazionale richiesto.

Si avrà senz'altro modo di osservare come siano stati utilizzati praticamente tutti i possibili approcci di analisi, propri dell'ingegneria strutturale, segno che la problematica non ammette una via preferenziale di risoluzione univocamente riconosciuta. Il principale discriminante è costituito dall'onere computazionale associato alla modellazione e al tipo di analisi che si intende effettuare; da questo punto di vista è possibile individuare diverse classificazioni sia in termini di modellazione che di analisi.<sup>9</sup>

In termini di modellazione in una prima classificazione generale conviene distinguere tra:

- modelli agli elementi finiti non-lineari;
- modelli agli elementi di contorno;
- modelli agli elementi distinti;
- modelli discreti o macro-modelli.<sup>10</sup>

Per ciascuna di queste modellazioni risultano, in linea di principio, applicabili le seguenti tipologie di analisi non-lineare:

- analisi statica incrementale o *push-over*;
- analisi dinamica incrementale;
- analisi limite.<sup>10</sup>

L'applicazione dell'analisi limite, a differenza delle altre modellazioni, presuppone l'individuazione a priori dei potenziali meccanismi di crisi; per questo motivo sono stati proposti e implementati in *softwa-re* specifici alcuni modelli orientati all'applicazione dell'analisi limite, che meritano una trattazione a parte. A seguire si descriveranno pregi e difetti di ciascuna metodologia di modellazione rimandando alla letteratura specifica ulteriori approfondimenti.<sup>10</sup>

## 4.3 Metodo agli elementi finiti non lineari

L'approccio agli elementi finiti non lineari è certamente il più versatile nell'ambito degli approcci più accurati disponibili in letteratura. È basato sulla descrizione di elementi finiti piani o solidi, ai quali vengono associati legami costitutivi con diverso comportamento a trazione e a compressione. In particolare le leggi costitutive sono caratterizzate da una resistenza a trazione limitata o nulla. Essendo infatti la muratura un materiale con comportamento fratturante, particolare attenzione va prestata al tipo di legame costitutivo e di modello meccanico utilizzati.<sup>11</sup>

A tale scopo, in accordo con la classificazione proposta in Lourenço et al. (2007), verranno descritti i differenti approcci di modellazione per la simulazione del comportamento della muratura mediante elementi finiti non lineari, che possono essere suddivisi in due classi diverse di modellazione:

- modelli continui (o "macro-models"), in cui viene utilizzato un unico elemento finito per rappresentare il comportamento della muratura pensata come solido omogeneo;
- modelli discontinui (o "*micro-models*"), in cui vengono discretizzati in maniera distinta gli elementi della muratura (blocchi o elementi lapidei) e i giunti di malta.<sup>11</sup>

I primi si avvalgono di tecniche di omogeneizzazione allo scopo di poter definire un continuo equivalente alla tessitura muraria. In pratica, pur essendo la muratura composta di malta e mattoni, che sono elementi dotati di differenti caratteristiche, vengono individuati dei moduli ricorrenti e stabilite delle caratteristiche equivalenti al singolo modulo che può pertanto essere modellato come un continuo. 12

Nei modelli discontinui, invece, ogni componente (conci e letti di malta) viene modellato separatamente, e a ciascuno vengono attribuite le corrispondenti proprietà costitutive. La micro-modellazione presenta il vantaggio di risultare perfettamente coerente dal punto di vista teorico e formale, elegante dal punto di vista matematico, svincolata dalla necessità di introdurre a priori ipotesi sulla risposta, circostanza che la rende applicabile in modo del tutto generale e la colloca tra i metodi di modellazione più avanzata. Tuttavia essa richiede un onere computazionale estremamente elevato e in molti casi tale da renderla, inapplicabile per la simulazione della risposta non lineare di interi edifici. Inoltre l'estrema sensibilità alla scelta di alcuni parametri caratteristici del materiale, primo tra tutti il valore della resistenza a trazione, porta in genere le modellazioni di dettaglio a stime dal basso dell'effettiva resistenza della struttura, a causa di problemi legati all'instaurarsi di meccanismi di collasso locali, irrilevanti da un punto di vista globale, che tuttavia determinano l'interruzione dell'analisi numerica. 12

Occorre riconoscere che queste sono attualmente ritenute le più avanzate modellazioni nell'ambito della ricerca, e che se oggigiorno non risultano le più adeguate per la modellazione del comportamento di interi edifici, rivestono, un importante ruolo di confronto, verifica e taratura dei parametri. Per le loro peculiari caratteristiche i modelli continui sono orientati alla modellazione di interi edifici, mentre quelli discontinui sono rivolti a modellazioni di dettaglio.



Fig. 4-1 - Schematizzazione riassuntiva dei principali approcci agli elementi finiti (*Finite Element Method* - FEM). <sup>13</sup>

#### 4.3.1 Modelli continui

La muratura è un materiale composto da mattoni (o blocchi) e malta. Se risulta individuabile una disposizione regolare dei mattoni le tecniche di omogeneizzazione rappresentano un potente strumento per l'analisi strutturale. Queste seguono un approccio di tipo macroscopico, nel quale non si distingue più tra gli elementi che costituiscono la tessitura muraria e i giunti di malta. In questo caso viene introdotto un unico elemento finito, che ha il compito di simulare il comportamento globale del materiale

Nota 4-9 - CANNIZZARO F., "Un nuovo approccio di modellazione della risposta sismica degli edifici storici", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2011, pag. 17.

Nota 4-10 - CANNIZZARO F., cit., pag. 18.

Nota 4-11 - PANTO' B., "La modellazione sismica degli edifici in muratura. Un approccio innovativo basato su un macro-elemento spaziale", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2007, pag. 24.

Nota 4-12 - CANNIZZARO F., cit., pag. 19.

Nota 4-13 - PANTO' B., cit., pag. 27.

"muratura". L'omogeneizzazione delle proprietà meccaniche ha riscosso negli ultimi decenni l'interesse di parecchi autori e ha portato alla definizione di molteplici procedure, ormai disponibili in letteratura, che possono seguire diversi approcci.<sup>14</sup>

Un metodo piuttosto generale e rigoroso, almeno in via teorica, consiste nell'utilizzo di un continuo generalizzato alla *Cosserat*. In quest'ambito le prime proposte sono state formulate da Besdo (1985) e Muhlhaus (1993). A causa della sua complessità l'approccio alla *Cosserat* non è mai stata applicato a casi di studio reali; infatti si è progressivamente diffuso l'impiego di un materiale omogeneo equivalente per la muratura, le cui caratteristiche possono essere assegnate definendo delle grandezze medie su un modulo base ricorrente che deve essere individuato.<sup>15</sup>

La formalizzazione della tecnica dell'omogeneizzazione avvenne ad opera di Bakhvalov e Panasenko nel 1989. Esistono due metodologie principali per la definizione di un modello continuo, entrambe basate sull'individuazione di una cella base. <sup>16</sup>

Il primo è basato sulla taratura del modello continuo mediante modellazioni di dettaglio o sperimentazioni dirette condotte esclusivamente sulla cella elementare. La definizione delle caratteristiche equivalenti del modello continuo avviene quindi elaborando tali dati. Tale approccio è sicuramente il più accurato tra i due, ma non consente di ottenere le proprietà da attribuire all'equivalente continuo in una forma chiusa. In accordo con questo tipo di approccio esistono diverse proposte; in particolare tale tecnica è stata introdotta da Anthoine (1995) e successivamente applicata. Altri autori l'hanno fatta propria e quindi proposta con alcune variazioni (e.g. Urbanski, 1995).<sup>16</sup>

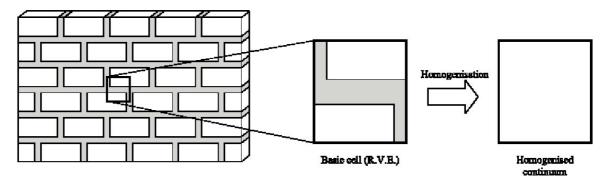


Fig. 4-2 - Esempio della tecnica di omogeneizzazione partendo dalla definizione della cella elementare. 16

Il secondo approccio consiste nella semplificazione della geometria della cella, allo scopo di individuare delle soluzioni per l'omogeneizzazione in forma chiusa. Tale approccio, sebbene approssimato, è di più immediata interpretazione e pertanto più diffuso. Nell'ambito di tale metodo sono state avanzate numerose proposte: Pande et al. (1989) e di Maier (1991) utilizzano funzioni di danneggiamento, Pietruszczak e Niu (1992), e dopo qualche anno Lee et al. (1996) un modello fratturante, Lourenço (1996) si avvale di un modello di plasticità, mentre Uva e Salerno (2006) di un modello con danno ed attrito. <sup>16</sup>

In tutti questi casi l'approccio consiste di due fasi: nella prima una fila di mattoni viene omogeneizzata con i giunti di malta verticali tra loro interposti, mentre nella seconda fase le file di mattoni vengono omogeneizzate le une con le altre. Questa procedura presenta tuttavia il limite di non tenere conto dell'effettiva tessitura muraria. Sono quindi stati introdotti ulteriori modelli che tengono conto di una valutazione più dettagliata dell'interazione tra le diverse componenti della cella base. Tali proposte sono dovute a Lopez et al. (1999), van der Plujim (1999), e Zucchini e Lourenço (2002 e 2009), che hanno affrontato la questione in maniera indipendente.<sup>16</sup>

Altri approcci, formulati da Luciano e Sacco (1997 e 1998), Gambarotta e Lagomarsino (1997a), De Buhan e De Felice (1997), Lourenço (2000), Sab (2003), Calderini e Lagomarsino (2006 e 2008), Sacco

(2009) si basano sull'osservazione che il collasso della muratura avviene con il danneggiamento (a taglio, o a fessurazione) dei giunti di malta.<sup>17</sup>

Le tecniche di omogeneizzazione, prima applicate al caso piano, sono inoltre state estese al campo tridimensionale, includendo pertanto le azioni fuori piano. Ad esempio Cecchi, che aveva inizialmente formulato una proposta per il comportamento piano con Di Marco (2000), con Rizzi (2001) con Sab (2002a), ha successivamente esteso tale formulazione con Sab (2002b) studiando il comportamento tridimensionale nel dettaglio con Milani e Tralli (2005). Le tecniche di omogeneizzazione sono state inoltre estese al caso di murature non regolari, nelle quali cioè non è possibile individuare una cella base modulare (Cluni e Gusella 2003, Stefanou et al. 2010).<sup>17</sup>

#### 4.3.2 Modelli discontinui

I modelli discontinui consistono nella modellazione separata dei mattoni, dei giunti di malta e dell'interfaccia mattone-malta, adottando per ciascuna di tali componenti un'appropriata legge costitutiva. Questo approccio restituisce risultati molto accurati soprattutto a livello locale.

Esistono poi approcci leggermente più semplificati, secondo i quali le proprietà della malta e dell'interfaccia con i mattoni sono concentrati in un unico elemento. Tali approcci da un lato riducono l'accuratezza della soluzione, dall'altro garantiscono un onere computazionale inferiore. I mattoni vengo-

no in genere modellati mediante elementi rigidi o elastici, mentre gli elementi di interfaccia hanno il compito di simulare il distacco degli elementi contigui a seguito delle tensioni normali di trazione e lo scorrimento. La scelta della *mesh* e la conseguente disposizione degli elementi di interfaccia può seguire due possibili criteri.

Può essere proposta una *mesh* che riproduce fedelmente la tessitura muraria con gli elementi e i giunti di malta disposti secondo la reale distribuzione. A partire da Page (1978) e Lofti e Shing (1994) questo approccio è stato applicato frequentemente per una modellazione dettagliata di piccole pareti murarie. In particolare vanno certamente ricordati

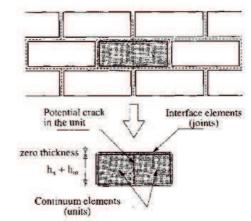


Fig. 4-3 - Modelli agli elementi finiti con elementi di interfaccia: esempio di modello che riproduce la reale tessitura (Lourenço e Rots, 1997a).18

Lourenço e Rots (1997a), Formica et al. (2002), Pelissou e Lebon (2009), Rekik e Lebon (2010), oltre a Giambanco et al. (1997 e 2001) e Senthivel e Lourenço (2009) che propongono un modello di interfaccia tra i blocchi con spessore nullo. 18

Una tipologia strutturale che ben si presta all'impiego dei modelli discontinui è quella della muratura a blocchi con giunti a secco, per la quale modelli di interfacce coesive riescono a cogliere con efficacia il suo comportamento non lineare. Alcune applicazioni, come quelle proposte da Caddemi et al. (2010) e Rizzo et al. (2010) riguardano valutazioni della risposta non lineare di templi greci. 18

Nota 4-14 - PANTO' B., "La modellazione sismica degli edifici in muratura. Un approccio innovativo basato su un macro-elemento spaziale", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2007, pag. 25.

Nota 4-15 - PANTO' B., cit., pag. 26.

Nota 4-16 - CANNIZZARO F., "Un nuovo approccio di modellazione della risposta sismica degli edifici storici", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2011, pag. 22.

Nota 4-17 - CANNIZZARO F., cit., pag. 23.

Nota 4-18 - CANNIZZARO F., cit., pag. 24.

Tutti questi modelli vengono tuttavia applicati in un ambito estremamente ristretto, poiché l'altissimo dettaglio con cui vengono modellati gli elementi in muratura comporta un restringimento del campo di impiego; pertanto le applicazioni sono in genere rivolte alla simulazione di prove di laboratorio condotte su piccoli pannelli murari.

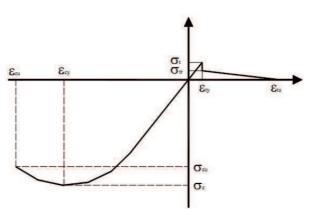
#### 4.3.3 Legami costitutivi

Un aspetto caratteristico dei modelli con elementi finiti è associato alla definizione del legame costitutivo con degrado che deve riprodurre il comportamento fratturante del solido murario. In letteratura vi sono numerosi legami appositamente studiati per la simulazione del comportamento meccanico dei solidi murari, caratterizzato da una esigua resistenza a trazione: Di Pasquale (1992), Gambarotta e Lagomarsino (1996b). Un'ulteriore evoluzione delle modellazioni agli elementi finiti, orientata ad una riduzione dell'onere computazionale, è rappresentata dai cosiddetti X-FEM (eXtended Finite Element Method), elementi finiti che consentono di avere al loro interno campi di spostamento discontinui o punti di localizzazione delle deformazioni che simulano i fenomeni di frattura. In tale categoria può essere collocato il modello proposto da Pietruszczak e Ushaksaraei (2003) che prevede l'esistenza di un piano critico interno a ciascun elemento, il cui orientamento non viene imposto a priori, ma determinato massimizzando una funzione di collasso.<sup>19</sup>

#### 4.3.3.1 Cenni su alcuni legami di tipo no-tension

Alcuni tra i codici di calcolo più evoluti presenti attualmente sul mercato dispongono di elementi finiti non-lineari che consentono di modellare materiali di tipo fessurante. Nel codice di calcolo ABAQUS

è disponibile un elemento denominato concrete, che consente di modellare materiali con comportamento di tipo fragile quali il calcestruzzo semplice o armato con piccole pressioni di confinamento, e 🐔 la muratura. Il comportamento del materiale è inizialmente isotropo, ma a seguito della formazione delle fessure si introduce un'anisotropia. Tali fessure provocano un graduale degrado della rigidezza. Non vengono prese in considerazione le deformazioni plastiche associate alla chiusura delle fessure che si assume totale al momento in cui lo sforzo normale di trazione ridiviene di compressione. Si Fig. 4-4 - Legame costitutivo monodimensionale di tipo fratutilizza il criterio di rottura Mohr-Coulomb. Ai fini



turante.21

della caratterizzazione del comportamento meccanico del materiale, il parametro che caratterizza il comportamento fessurante è l'energia spesa per la formazione di una frattura di area unitaria (energia di frattura).20

La regola costitutiva è assegnata per mezzo di una legge  $\sigma$ - $\varepsilon$  monoassiale e del coefficiente v di Poisson. Il legame a trazione è di tipo lineare fino alla fessurazione e presenta un successivo softening. I risultati che si ottengono risultano fortemente condizionati dal valore della resistenza a trazione.<sup>21</sup>

Anche nel codice di calcolo ADINA è implementato un elemento denominato concrete pensato soprattutto per descrivere il comportamento del calcestruzzo. In tale modello viene considerato un legame costitutivo ortotropo rispetto agli assi principali di tensione come descritto nel Manuale Utente ADINA  $(2005).^{21}$ 

#### 4.3.3.2 Legame costitutivo a piani di danneggiamento di Gambarotta e Lagomarsino

Tale modello è stato sviluppato da Gambarotta e Lagomarsino [22] esplicitamente per la modellazione della muratura. Si consideri un continuo omogeneo e ortotropo, con degrado delle caratteristiche meccaniche che può avvenire lungo dei piani di danneggiamento individuati dalla direzione dei giunti di malta orizzontali. Tale degrado può essere dovuto o al danno causato dal progressivo distacco dei giunti di malta, o allo schiacciamento dei mattoni o al danno legato agli scorrimenti lungo gli stessi giunti.<sup>23</sup>

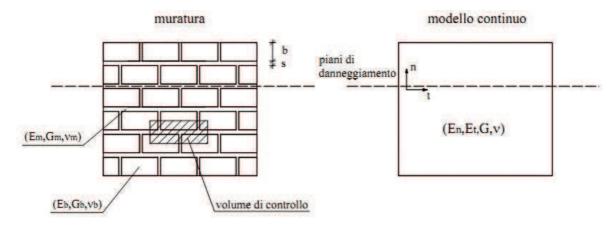


Fig. 4-5 - Muratura reale e modello continuo equivalente omogeneizzato (comportamento elasto-ortotropo).<sup>24</sup>

Il grado di danneggiamento viene caratterizzato da una variabile scalare ( $\alpha$ ) che evolve, durante l'analisi, dal valore iniziale zero (materiale integro) fino al valore uno che caratterizza le condizioni di rottura del materiale. Le caratteristiche elastiche del modello continuo omogeneizzato vengono definite partendo dalle caratteristiche elastiche dei mattoni e della malta.<sup>24</sup>

Si indichino con  $E_{b'}$ ,  $G_{b'}$ ,  $v_b$  i parametri elastici dei mattoni, con  $E_{m'}$ ,  $G_{m'}$ ,  $v_m$  quelli della malta, con b e sle dimensioni geometriche (Fig. 4-5) rispettivamente dei mattoni e dei giunti di malta; allora le caratteristiche dell'insieme omogeneo risultano date da:24

$$E_n = \eta_m \cdot E_m + \eta_b \cdot E_b \tag{4.1}$$

$$E_{t} = \left[ \frac{\eta_{b}}{E_{b}} + \frac{\eta_{m}}{E_{m}} - \frac{\eta_{m} \cdot \eta_{b} \cdot E_{m} \cdot E_{b}}{E_{m}} \cdot \left( \frac{\nu_{b}}{E_{b}} - \frac{\nu_{m}}{E_{m}} \right)^{2} \right]^{-1}$$

$$(4.2)$$

$$v = \eta_m \cdot v_m + \eta_b \cdot v_b \tag{4.3}$$

$$G = \left(\frac{\eta_b}{G_h} + \frac{\eta_m}{G_m}\right)^{-1} \tag{4.4}$$

Nota 4-19 - CANNIZZARO F., "Un nuovo approccio di modellazione della risposta sismica degli edifici storici", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2011, pag. 25.

Nota 4-20 - PANTO' B., "La modellazione sismica degli edifici in muratura. Un approccio innovativo basato su un macro-elemento spaziale", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2007, pag. 27.

Nota 4-21 - PANTO' B., cit., pag. 28.

Nota 4-22 - GAMBAROTTA L., LAGOMARSINO S., "Damage models for the seismic response of brick masory shear walls. Part II: The continuum model and its application", 1996, Earthquake engineering and structural dynamic, vol. 26, pag 440-462.

Nota 4-23 - CANNIZZARO F., cit., pag. 27.

Nota 4-24 - CANNIZZARO F., cit., pag. 28.

dove  $\eta_{\scriptscriptstyle m}$  e  $\eta_{\scriptscriptstyle b}$  sono due rapporti geometrici e valgono:

$$\eta_m = \frac{s}{b+s} \tag{4.5}$$

$$\eta_b = 1 - \eta_m \tag{4.6}$$

Con riferimento agli assi n e t indicati in Fig. 4-5, la matrice di flessibilità  $\mathbf{A} = \mathbf{K}_{\mathrm{el}}^{-1}$  assume la forma:

$$\frac{1}{E_n} - \frac{\nu}{E_n} = 0$$

$$\mathbf{K}_{el}^{-1} = -\frac{\nu}{E_n} = \frac{1}{E_t} = 0$$

$$0 = 0 = \frac{1}{G}$$
(4.7)

Il legame elasto-plastico che governa il modello è dato dalla relazione:

$$\sigma = \mathbf{K}_{el} \cdot \left(\varepsilon - \varepsilon^{pl}\right) \tag{4.8}$$

dove:

 $\sigma = [\sigma_t, \sigma_n, \tau]^t$  è il vettore delle tensioni;

 $\varepsilon = \left[\varepsilon_{t}, \varepsilon_{n}, \gamma\right]^{t}$  è il vettore delle deformazioni totali;

 $\varepsilon^{pl} = \left[0, \varepsilon^*, \gamma^*\right]^t$  è il vettore delle deformazioni plastiche;<sup>25</sup>

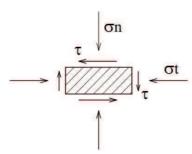


Fig. 4-**6** - Componenti tensionali ( $\sigma_n$ ,  $\sigma_t$ ,  $\tau$ )riferite al sistema di riferimeno n-t.

Si noti come venga trascurata la possibilità che si attivino deformazioni plastiche in direzione t. Il vettore delle deformazioni plastiche si ottiene dalla somma del contributo dovuto ai mattoni  $\mathcal{E}_b^{pl}$  e di quello della malta  $\mathcal{E}_m^{pl}$ :  $^{26}$ 

$$\varepsilon^{pl} = \eta_m \cdot \varepsilon_m^{pl} + \eta_b \cdot \varepsilon_b^{pl} \tag{4.9}$$

Riferendosi per adesso alla sola malta, viene assunto che le componenti di deformazione plastica possano esprimersi nella forma:<sup>26</sup>

$$\varepsilon_m^{pl} = h(\alpha_m) \cdot H(\sigma_n) \cdot \sigma_n \tag{4.10}$$

$$\gamma_m^{pl} = k(\alpha_m) \cdot (\tau - f) \tag{4.11}$$

 $\alpha_m$  è la variabile che indica lo stato di danneggiamento della malta, f è la forza di attrito che si instaura in corrispondenza dei giunti di malta allorché la tensione normale al giunto stesso è di compressione, Hè la funzione gradino di Heaviside definita come segue:

$$\begin{cases} H(x) = 0 \longrightarrow x < 0 \\ H(x) = 1 \longrightarrow x > 0 \end{cases}$$
(4.12)

Tale funzione consente di considerare il carattere monolatero del vincolo offerto dalla malta. Si suppone infatti che essa rappresenti la componente in cui concentrare il danneggiamento in corrispondenza di uno sforzo di trazione, mentre quando la tensione normale al piano di danneggiamento è di compressione, il contatto tra i mattoni adiacenti è il fattore che determina la reazione.<sup>26</sup>

h e k sono due funzioni di  $\alpha_{_m}$  . Esse risultano positive e si azzerano solo per  $\alpha=0$ . Gli autori, al fine di non appesantire la formulazione del modello, definiscono tali funzioni in maniera estremamente semplice come:26

$$h = c_{mn} \cdot \alpha_m \tag{4.13}$$

$$k = c_{mt} \cdot \alpha_m \tag{4.14}$$

L'evoluzione del sistema, vale a dire dell'insieme delle variabili di stato  $\alpha$ , f e delle deformazioni plastiche  $\varepsilon_{nl}$  e  $\varepsilon_{nl'}$  è governato da due distinte superfici di plasticizzazione e dai relativi legami associati. La prima condizione di ammissibilità plastica determina l'attivarsi degli scorrimenti angolari ed è da prendere in considerazione solo se la  $\sigma_n$  è di compressione. In termini di leggi di flusso plastico si ha:<sup>27</sup>

$$\begin{cases} \varphi_s = |f| + \mu \cdot \sigma_n \le 0 \\ \dot{\gamma}^{pl} = sign(f) \cdot \dot{\lambda} \\ \dot{\lambda} \ge 0, \lambda \cdot \varphi_s = \dot{\lambda} \cdot \dot{\varphi}_s = 0 \end{cases}$$

$$(4.15)$$

La seconda condizione determina l'attivarsi di incrementi di danno (incrementi di  $\alpha$ ), e può essere espressa dalle seguenti equazioni:

$$\begin{cases}
\varphi_{dm} = Y_m - R_m \le 0 \\
\dot{\alpha}_m \ge 0 \\
\alpha_m \cdot \varphi_{dm} = \dot{\alpha}_m \cdot \dot{\varphi}_{dm} = 0
\end{cases}$$
(4.16)

Il termine  $Y_m$  rappresenta l'energia disponibile per compiere il processo di danneggiamento, mentre  $R_m$ rappresenta l'energia richiesta affinché si possa estendere il danno, ed è una proprietà del materiale. Si possono avere incrementi di danno solo quando l'energia disponibile eguaglia l'energia richiesta.<sup>27</sup>

La funzione di tenacità viene supposta dipendente solo da  $\alpha_{m'}$ , mentre l'energia disponibile  $Y_m$  si può esprimere nella forma:

$$Y_{m} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial h}{\partial \alpha} \cdot H(\sigma_{n}) \cdot \sigma_{n}^{2} + \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial k}{\partial \alpha} \cdot (\tau - f)^{2} \Rightarrow Y_{m} = \frac{1}{2} \cdot c_{mn} \cdot H(\sigma_{n}) \cdot \sigma_{n}^{2} + \frac{1}{2} \cdot c_{mt} \cdot (\tau - f)^{2}$$

$$(4.17)$$

Nota 4-25 - CANNIZZARO F., "Un nuovo approccio di modellazione della risposta sismica degli edifici storici", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2011, pag. 29.

Nota 4-26 - CANNIZZARO F., cit., pag. 30.

Nota 4-27 - CANNIZZARO F., cit., pag. 31.

Quando si raggiunge il massimo di  $R_m$  (convenzionalmente per  $\alpha=I$ ) il materiale giunge a rottura, con una conseguente fase di *softening* nella quale l'energia richiesta per successivi incrementi di danno decresce, tendendo asintoticamente a zero per  $\alpha$  che tende a infinito (Fig. 4-**7**).<sup>28</sup>

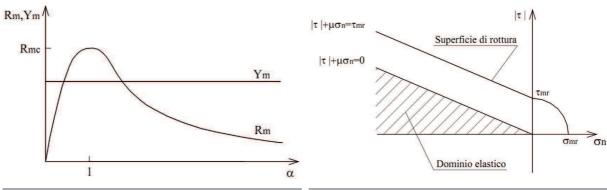


Fig. 4-7 - Funzione di tenacia.<sup>28</sup>

Fig. 4-8 - Dominio elastico e di rottura.<sup>28</sup>

Dalla condizione  $\phi_{dm}(\alpha=1)=0$  si ricava il dominio di rottura, rappresentato in Fig. 4-**8**, assieme al dominio di primo snervamento che racchiude tutti gli stati tensionali caratterizzati da un valore del danno nullo. I termini  $\sigma_{mr}$  e  $\tau_{mr}$  possono essere considerati convenzionalmente come i valori della resistenza a trazione e a taglio della malta, e risultano:<sup>28</sup>

$$\sigma_{mr} = \sqrt{2 \cdot R_{mc} / c_{mn}} \tag{4.18}$$

$$\tau_{mr} = \sigma_{mr} \cdot \sqrt{c_{mn}/c_{mt}} \tag{4.19}$$

Il modello plastico dei mattoni è del tutto analogo a quello previsto per la malta. In particolare le deformazioni plastiche si possono scrivere nella forma:<sup>29</sup>

$$\varepsilon_b^{pl} = c_{bn} \cdot \alpha_b \cdot H(-\sigma_n) \cdot \sigma_n \tag{4.20}$$

$$\gamma_b^{pl} = c_{bt} \cdot \alpha_b \cdot \tau \tag{4.21}$$

Si noti che, mentre la malta poteva danneggiarsi solo a seguito di sforzi di trazione, il danneggiamento dei mattoni è previsto solo se si è in presenza di sforzi di compressione. In sintesi il modello concentra il danneggiamento per trazione della muratura in corrispondenza della malta e quello per compressione in corrispondenza dei mattoni.

La condizione limite che regola il danno per i mattoni è solo quella per compressione (manca una condizione limite di scorrimento analoga alla malta). Tale condizione, in maniera analoga al caso della malta, è definita come differenza tra l'energia disponibile per la propagazione del danno  $Y_b$  e l'energia richiesta  $R_b$  e si aggiungerà alle due condizioni di danneggiamento della malta per la risoluzione del problema incrementale: $^{30}$ 

$$\begin{cases} \varphi_{db} = Y_b - R_b \le 0 \\ \dot{\alpha}_b \ge 0 \\ \alpha_b \cdot \varphi_{db} = \dot{\alpha}_b \cdot \dot{\varphi}_{db} = 0 \end{cases}$$

$$(4.22)$$

L'energia disponibile si può scrivere come:30

$$Y_b = \frac{1}{2} \cdot c_{bn} \cdot H(-\sigma_n) \cdot \sigma_n^2 + \frac{1}{2} \cdot c_{bt} \cdot \tau^2$$
(4.23)

La soluzione del problema incrementale si può pertanto ottenere risolvendo il seguente problema complementare:

• Caso di giunti in compressione  $(\sigma_n < 0)$ :<sup>30</sup>

$$\begin{cases}
\varphi_{s} = |f| + \mu \cdot \sigma_{n} \leq 0 \\
\varphi_{dm} = Y_{m} - R_{m} \leq 0 \\
\varphi_{db} = Y_{b} - R_{b} \leq 0 \\
\dot{\gamma}^{pl} = sign(f) \cdot \dot{\lambda} \\
\dot{\lambda} \geq 0, \dot{\alpha}_{m} \geq 0, \dot{\alpha}_{b} \geq 0 \\
\lambda \cdot \varphi_{s} = \dot{\lambda} \cdot \dot{\varphi}_{s} = 0 \\
\alpha_{m} \cdot \varphi_{dm} = \dot{\alpha}_{m} \cdot \dot{\varphi}_{dm} = 0 \\
\alpha_{b} \cdot \varphi_{db} = \dot{\alpha}_{b} \cdot \dot{\varphi}_{db} = 0
\end{cases} \tag{4.24}$$

• Caso di giunti in trazione  $(\sigma_n > 0)$ :<sup>31</sup>

$$\begin{cases} \varphi_{dm} = Y_m - R_m \le 0 \\ \varphi_{db} = Y_b - R_b \le 0 \\ \dot{\alpha}_m \ge 0, \dot{\alpha}_b \ge 0 \\ \alpha_m \cdot \varphi_{dm} = \dot{\alpha}_m \cdot \dot{\varphi}_{dm} = 0 \\ \alpha_b \cdot \varphi_{db} = \dot{\alpha}_b \cdot \dot{\varphi}_{db} = 0 \end{cases}$$

$$(4.25)$$

Il dominio completo, mostrato in Fig. 4-9, si ottiene considerando il precedente e aggiungendo la condizione di rottura per i mattoni che si esprime come  $\phi_{db}(\alpha_b = 1) = 0.31$ 

Le resistenze a compressione e a taglio dei mattoni sono date da:31

$$\sigma_{br} = \sqrt{2 \cdot R_{bc} / c_{bn}} \tag{4.26}$$

$$\tau_{br} = \sigma_{br} \cdot \sqrt{c_{bn}/c_{bt}} \tag{4.27}$$

Le funzioni di tenacità R, assumono invece la seguente forma: $^{31}$ 

$$\begin{cases}
R(\alpha) = R_c \cdot \alpha \longrightarrow 0 < \alpha < 0 \\
R(\alpha) = R_c \cdot \alpha^{-\beta} \longrightarrow \alpha > 0
\end{cases}$$
(4.28)

In precedenza si è notato come il danneggiamento globale della muratura è stato attribuito per intero alla malta nel caso in cui le tensioni normali ai piani di danneggiamento fossero di trazione, e interamente ai mattoni nel caso di compressione. Ne deriva che i parametri di resistenza e deformabilità che caratterizzano le condizioni di rottura a trazione della malta, devono essere visti come parametri di resistenza e deformabilità a trazione della muratura. In egual modo i parametri che caratterizzano il comportamento a compressione dei mattoni, rappresentano la resistenza a compressione dell'intera muratura. Essi si ottengono attraverso prove sperimentali effettuate sui singoli componenti e su campioni di muratura.<sup>32</sup>

Nota 4-28 - CANNIZZARO F., "Un nuovo approccio di modellazione della risposta sismica degli edifici storici", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2011, pag. 32.

Nota 4-29 - CANNIZZARO F., cit., pag. 33.

Nota 4-30 - CANNIZZARO F., cit., pag. 34.

Nota 4-31 - CANNIZZARO F., cit., pag. 35.

Nota 4-32 - CANNIZZARO F., cit., pag. 36.

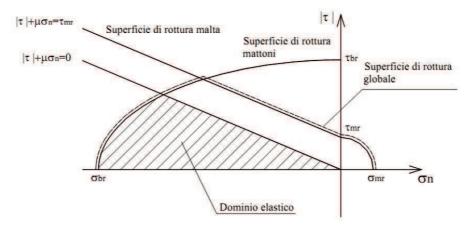


Fig. 4-9 - Dominio elastico e di rottura globale.33

#### 4.3.3.3 Il modello di plasticità con softening di Lourenço et al.

L'approccio proposto da Lourenço et al. [34], applicato ad elementi piani, è basato su legami costitutivi con *softening* applicati a materiali ortotropi. Vengono distinti i criteri di rottura a trazione e a compressione:

- per la trazione si fa riferimento al criterio di rottura di Rankine;
- per la compressione viene utilizzato il criterio di Hill.<sup>35</sup>

Si consideri dapprima il comportamento a trazione. Con riferimento alla prima direzione principale, per tener conto del *softening*, la formulazione di Rankine viene così generalizzata:

$$f_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2 - \overline{\sigma}_t(\kappa_t)}$$
 (4.29)

in cui la funzione  $\bar{\sigma}_t(\kappa_t)$  descrive il comportamento *softening* del materiale e lo scalare  $\kappa_t$  controlla il livello di *softening*.<sup>35</sup>

L'ipotesi di comportamento isotropo non è, però, facilmente applicabile per materiali fragili o quasi-fragili, poiché questi possono essere caricati lungo una direzione fino al raggiungimento della resistenza a trazione, anche quando un danneggiamento sia già avvenuto nella direzione perpendicolare. Pertanto gli autori propongono una formulazione del criterio di Rankine estesa al caso ortotropo, utilizzando, tuttavia, un'unica variabile scalare di controllo del *softening*. Tale variabile indica il livello simultaneo di *softening* lungo le due direzioni materiali, pur considerando due distinti valori di energie di frattura nelle medesime direzioni. Introducendo allora una distinzione tra le tensioni di snervamento rispetto alle due direzioni materiali, il criterio di Rankine viene modificato come segue:

$$f_{1} = \frac{\left(\sigma_{x} - \overline{\sigma}_{tx}(\kappa_{t})\right) + \left(\sigma_{y} - \overline{\sigma}_{ty}(\kappa_{t})\right)}{2} + \sqrt{\left(\frac{\left(\sigma_{x} - \overline{\sigma}_{tx}(\kappa_{t})\right) - \left(\sigma_{y} - \overline{\sigma}_{ty}(\kappa_{t})\right)}{2}\right)^{2} + \alpha \cdot \tau_{xy}^{2}}$$
(4.30)

in cui  $\alpha$  è un parametro che regola il contributo delle tensioni tangenziali al collasso e vale:

$$\alpha = \frac{f_{tx} \cdot f_{ty}}{\tau_{tx}^2} \tag{4.31}$$

dove i parametri $f_{tx}$ ,  $f_{ty}$  e  $\tau_{u,t}$  rappresentano rispettivamente le resistenze a trazione uniassiali lungo le due direzioni materiali e la resistenza di puro taglio per il materiale considerato.<sup>36</sup>

La funzione di softening considerata è di tipo esponenziale nel piano tensioni equivalenti-deformazioni, per entrambe le direzioni materiali, cui sono tuttavia associate differenti energie di frattura ( $G_{\kappa}$  e  $G_{6}$ ). Si ha infatti:

$$\overline{\sigma}_{tx} = f_{tx} \cdot \exp\left(-\frac{h \cdot f_{tx}}{G_{fx}} \kappa_{t}\right) \tag{4.32}$$

$$\bar{\sigma}_{ty} = f_{ty} \cdot \exp\left(-\frac{h \cdot f_{ty}}{G_{fy}} \kappa_{t}\right) \tag{4.33}$$

essendo h la lunghezza equivalente, corrispondente ad una dimensione rappresentativa della larghezza della discretizzazione tale che i risultati siano attendibili. Gli autori utilizzano un'espressione di h legata all'area dell'elemento  $A_{o}$ . In ogni caso, con riferimento all'asse materiale i, tale parametro deve rispettare la seguente condizione:36

$$h \le \frac{G_{fi} \cdot E_i}{f_{ti}^2} \tag{4.34}$$

Rimane da indicare la relazione tra la funzione di softening  $\kappa_{_{\rm r}}$ e le grandezze cinematiche. Tale valore risulta proprio pari alla deformazione principale plastica massima. In termini incrementali si ha:36

$$\dot{\kappa}_{t} = \dot{\varepsilon}_{t}^{p} = \frac{\dot{\varepsilon}_{x}^{p} + \dot{\varepsilon}_{y}^{p}}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\left(\dot{\varepsilon}_{x}^{p} - \dot{\varepsilon}_{y}^{p}\right) + \left(\dot{\gamma}_{xy}^{p}\right)^{2}}$$
(4.35)

Per il comportamento a compressione gli autori fanno riferimento al criterio di Hill. Il dominio di Hill può essere rappresentato da un ellissoide nel piano completo delle tensioni, e assume la seguente forma:37

$$f_2 = A \cdot \sigma_x^2 + B \cdot \sigma_x \cdot \sigma_y + C \cdot \sigma_y^2 + D \cdot \tau_{xy}^2 - 1 = 0 \tag{4.36}$$

I coefficienti dell'equazione di questo ellissoide possono essere espressi in funzione dei parametri  $\beta$  e y. Il primo regola l'accoppiamento tra le tensioni normali e richiede la conoscenza della resistenza a compressione  $f_{45^{\circ}}$  in una prova monoassiale condotta lungo una direzione intermedia tra i due assi materiali, mentre il secondo indica il contributo delle tensioni tangenziali al collasso. Essi risultano così definiti:<sup>37</sup>

$$\beta = \left(\frac{1}{f_{45^{\circ}}^{2}} - \frac{1}{f_{cx}^{2}} - \frac{1}{f_{cy}^{2}}\right) \cdot f_{cx} \cdot f_{cy} \tag{4.37}$$

$$\gamma = \frac{f_{cx} \cdot f_{cy}}{\tau_{uc}^2} \tag{4.38}$$

Nota 4-33 - CANNIZZARO F., "Un nuovo approccio di modellazione della risposta sismica degli edifici storici", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2011, pag. 35.

Nota 4-34 - LOURENCO P.B., DE BORST R., ROTS J.G., "A plane stress softening plasticity model for orthotropic materials", 1997, Int. Journ. for numerical methods in Engineering, vol. 40, pag 4003-4019.

Nota 4-35 - CANNIZZARO F., cit., pag. 36.

Nota 4-36 - CANNIZZARO F., cit., pag. 37.

Nota 4-37 - CANNIZZARO F., cit., pag. 38.

In funzione di questi due parametri i coefficienti dell'ellissoide risultano pari a:

$$A = 1/(\overline{\sigma}_{cx}(\kappa_c))^2 \tag{4.39}$$

$$B = \beta / (\overline{\sigma}_{cx}(\kappa_c) \cdot \overline{\sigma}_{cy}(\kappa_c))$$
(4.40)

$$C = 1/(\overline{\sigma}_{cy}(\kappa_c))^2 \tag{4.41}$$

$$D = \gamma / \left( \overline{\sigma}_{cx} \left( \kappa_c \right) \cdot \overline{\sigma}_{cy} \left( \kappa_c \right) \right) \tag{4.42}$$

Le funzioni  $\bar{\sigma}_{cx}(\kappa_c)$  e  $\bar{\sigma}_{cy}(\kappa_c)$  sono, rispettivamente le tensioni di snervamento lungo i due assi materiali. La legge inelastica adottata dagli autori è di tipo parabolico nella fase di *hardening*, mentre nella fase di *softening* presenta una fase parabolica seguita da una fase esponenziale che si attesta su un valore residuo  $\bar{\sigma}_{ri}$  pari a 1/10 di quello di picco  $\bar{\sigma}_{pi}=f_{ci}$ . Analogamente al comportamento in trazione i indica in questo caso uno dei due assi materiali. La resistenza di picco  $\bar{\sigma}_{pi}$ , indipendentemente dall'asse materiale considerato, si ha in corrispondenza di un valore di  $\kappa_c$  pari a  $\kappa_p$ , che rappresenta un ulteriore parametro del materiale. I criteri di snervamento a trazione e compressione, nell'ipotesi che i regimi di tensione a trazione e compressione siano disaccoppiati, possono essere combinati in un'unica superficie di snervamento.

## 4.4 Metodo agli elementi di contorno

Il metodo agli elementi di contorno, o *Boundary Element Method* (BEM), consiste nella discretizzazione del contorno dell'elemento strutturale. Esso è stato inizialmente proposto con riferimento a problemi geotecnici, ed è stato successivamente esteso a quelli strutturali. L'estensione al campo non lineare di questo metodo ha consentito di studiare la propagazione della frattura e il comportamento di materiali fragili come il calcestruzzo. Tuttavia rimangono molto limitate le applicazioni al campo delle strutture murarie. In particolare, un approccio proposto da un team di ricercatori dell'Università di Palermo, dal quale è stato derivato KARNAK SBGM, un *software* ad uso commerciale che mira all'interpretazione del quadro fessurativo di strutture murarie e studia il comportamento elastico di strutture in presenza di sconnessioni.<sup>39</sup>

Esistono poi degli approcci ibridi, che combinano l'uso degli elementi di contorno con quello degli elementi finiti. Un esempio di questo approccio applicato alle strutture murarie è quello dovuto a Papia (2005). L'autore si occupa dello studio di *infilled frames* e propone di condurre analisi statiche, includendo sia le non linearità meccaniche che quelle geometriche, utilizzando il *Boundary Element Method* (BEM) per la muratura e dividendo opportunamente il telaio in elementi finiti, considerando la mutua interazione dei due sottosistemi come tensioni distribuite al contorno per la muratura e forze nodali per il telaio. Questo approccio consente, inoltre, di considerare il distacco tra le due sottostrutture quando insorgono tensioni di trazione all'interfaccia.<sup>39</sup>

## 4.5 Metodo agli elementi discreti/distinti

Uno dei metodi di modellazione che si è imposto per la modellazione di strutture in muratura, vista anche l'eterogeneità nei materiali, è il metodo degli elementi distinti (o discreti). Il doppio nome è stato volutamente lasciato poiché non c'è accordo tra gli autori; altri nomi utilizzati per il medesimo approccio, come evidenziato da Lemos (2007), sono *rigid block analysis* e *discontinous deformation analysis*.<sup>39</sup>

L'approccio è applicabile a tutti quei sistemi che possono essere considerati come assemblaggio di elementi (o blocchi), in genere rigidi, interagenti tra loro. Sia sul comportamento meccanico degli elementi distinti, che sul tipo di interazione sono state proposte molte soluzioni, mentre dal punto di vista cinematico in genere viene assunta l'ipotesi di grandi spostamenti. Solitamente blocchi contigui vengono fatti interagire con vincoli di contatto di tipo unilatero, non reagenti a trazione ed elastici (o elasto-plastici) a compressione, mentre lo scorrimento è generalmente di tipo attritivo. Nell'utilizzo classico del metodo non viene prevista nessuna omogeneizzazione o alterazione della reale tessitura muraria che nel modello viene fedelmente riprodotta.<sup>40</sup>

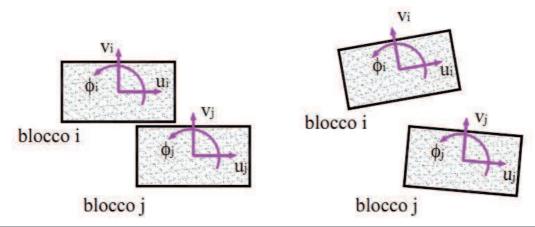


Fig. 4-10 - Raffigurazione di due blocchi contigui nella configurazione indeformata e in quella corrente.<sup>42</sup>

Tale metodologia è stata proposta per la prima volta da Cundall (1971) che sulla basa del modello concettuale ne derivò una prima formulazione numerica, ed è stata inizialmente applicata a settori anche molto distanti dalla modellazione di elementi murari (soprattutto geomateriali come rocce e altri tipi di suolo). Il modello iniziale, con comportamento piano e costituito da elementi rigidi, è stato nel corso degli anni arricchito variamente introducendo, ad esempio, il comportamento tridimensionale (Cundall 1988, Hart et al. 1988).41

I gradi di libertà del modello coincidono con i gradi di libertà degli elementi: nessun grado di libertà è infatti associato al contatto. Il numero di gradi di libertà del modello sarà quindi pari a 3N nel caso di modelli piani e 6N nel caso di modello tridimensionali, dove con N si indica il numero totale di elementi.

Dal punto di vista dell'onere computazionale, considerare i blocchi come elementi rigidi si traduce in una notevole riduzione dei gradi di libertà del sistema. Tuttavia, tali modelli risultano spesso caratterizzati da un numero elevato di elementi (soprattutto per le modellazioni di dettaglio) per cui richiedono tempi di elaborazione importanti.<sup>42</sup>

Le applicazioni nel campo delle strutture murarie sono state avviate solo qualche anno dopo. Pagnoni (1994) e Pagnoni e Vanzi (1995), hanno applicato il metodo degli elementi distinti ad archi e pannelli murari, utilizzando il software CICE, implementato da Hocking et al. (1987). Quasi contemporaneamente, Jean (1995) e Acary e Jean (1998) sviluppano il metodo dei contatti dinamici per la simulazione dell'interazione tra gli elementi distinti, basato su un legame attritivo alla Coulomb e sull'integrazione delle equa-

Nota 4-38 - CANNIZZARO F., "Un nuovo approccio di modellazione della risposta sismica degli edifici storici", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2011, pag. 38.

Nota 4-39 - CANNIZZARO F., cit., pag. 42.

Nota 4-40 - CANNIZZARO F., cit., pag. 43.

Nota 4-41 - PANTO' B., "La modellazione sismica degli edifici in muratura. Un approccio innovativo basato su un macro-elemento spaziale", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2007, pag. 63.

Nota 4-42 - PANTO' B., cit., pag. 64.

zioni dinamiche del sistema. Successivamente, Boffi e Casolo (1998), introducono un modello basato su elementi rigidi, a due a due connessi con tre contatti elementari (assiale, a momento e a taglio), il cui comportamento non lineare è considerato mediante l'introduzione di leggi isteretiche.<sup>43</sup>

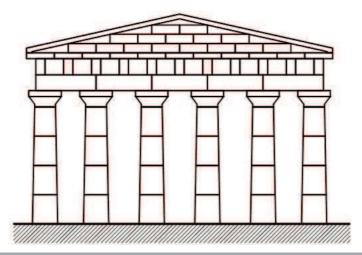


Fig. 4-11 - Esempio di struttura a blocchi: tempio greco. 43

Tuttavia, il metodo degli elementi distinti sembra adattarsi meglio alla tipologia strutturale della muratura a blocchi squadrati con dimensioni rilevanti; una tipologia costruttiva cioè di tipo storico. Tale predisposizione è dovuta alla circostanza singolare derivante dal fatto che in strutture del genere il numero di elementi risulta, comunque, relativamente contenuto, e l'estrema regolarità della tessitura muraria rende possibile una modellazione realistica della struttura. Viceversa nel caso di muratura ordinaria la tessitura muraria, ammesso che sia nota, può presentarsi di tipo irregolare o variabile da punto a punto della struttura rendendo sostanzialmente inapplicabile tale metodo nella sua formulazione più semplice. Esistono tuttavia delle applicazioni anche con riferimento a murature a tessitura irregolare: in questo caso gli elementi lapidei sono modellati come corpi rigidi mentre elementi di contatto deformabili dotati di coesione ed attrito simulano il comportamento dei giunti di malta. 43

Casolo ha introdotto ulteriori modelli per la simulazione del comportamento di strutture murarie che sfruttano corpi rigidi interagenti mediante molle che, per l'affinità col modello proposto in questo lavoro, verranno considerati in maniera più approfondita. Altre applicazioni sono invece state indirizzate verso la simulazione del comportamento del calcestruzzo (Mayorca e Meguro, 2003).<sup>44</sup>

Un altro approccio sviluppato sulla base del metodo degli elementi distinti è il DDA (*Discontinuous Deformation Analysis*), basato sull'assunzione di comportamento deformabile per tutti i blocchi, con comportamento rigido dei contatti. Proposto da Shi e Goodman (1988) con riferimento a problemi di meccanica delle rocce, è stato successivamente applicato alle strutture murarie da Ma et al. (1996) e Bicanic et al. (2001).<sup>44</sup>

#### 4.5.1 | Rigid Body Spring Models

Casolo si è occupato di modellazione di edifici in muratura, formulando proposte nell'ambito del metodo agli elementi distinti. Inizialmente erano stati sviluppati dei modelli di calcolo per lo studio del comportamento della muratura fuori dal proprio piano (2000), ma studi successivi hanno riguardato l'impiego dei *Rigid Body Spring Models* nello studio di strutture murarie.<sup>45</sup>

Allo scopo di ridurre i gradi di libertà in gioco nella modellazione degli edifici in muratura, rispetto a quanto richiesto dal metodo agli elementi finiti, Casolo (2004) propose un modello semplificato per la simulazione del comportamento strutturale di pareti piane in muratura, che rientra nell'ambito dei

cosiddetti Rigid Body Spring Models (RBSM), basati sul semplice schema meccanico di corpi rigidi interagenti tra loro mediante molle che, con opportune procedure di taratura, sono in grado di cogliere il comportamento meccanico della muratura. Casolo propone l'uso di elementi rigidi per la simulazione

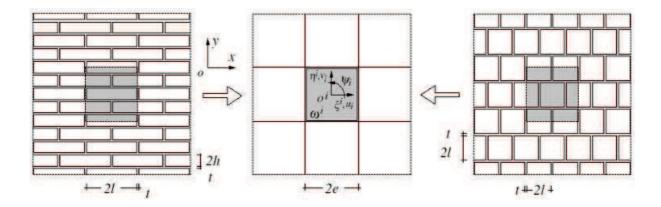


Fig. 4-12 - Schema del modello discreto proposto da Casolo, discretizzazione della muratura in una mesh regolare. 46

di pareti in muratura a tessitura regolare. Ciascun pannello murario è modellato mediante una mesh arbitraria di elementi rigidi piani di forma quadrata. Gli elementi sono connessi gli uni con gli altri da due molle ortogonali e una molla a taglio su ciascun lato dell'elemento. 45

Le caratteristiche meccaniche degli elementi di connessione sono definiti tenendo in conto anche gli effetti della tessitura muraria: in particolare, la rotazione locale dei blocchi è ottenuta assegnando rigidezze diverse alle molle a taglio, secondo il loro orientamento, mentre la rigidezza flessionale è ottenuta disponendo in posizione appropriata le due molle ortogonali.46

Le molle flessionali orizzontali e verticali e le molle a scorrimento vengono tarate imponendo una equivalenza di tipo energetico tra il modello discreto e un modello di dettaglio agli elementi finiti della cella elementare, soggetti entrambi a regimi di carico assiale in direzione parallela e ortogonale ai giunti di malta, a taglio e flessionale.<sup>46</sup>

In particolare le rigidezze delle molle flessionali vengono tarate con riferimento ai carichi di tipo assiale, le molle a scorrimento facendo riferimento al carico tagliante, ed infine mediante i carichi di tipo flettente vengono determinati gli interassi secondo cui disporre le molle flessionali. Il tipo e la geometria della tessitura muraria intervengono così nella determinazione dei parametri meccanici degli elementi discreti condizionando il comporta-

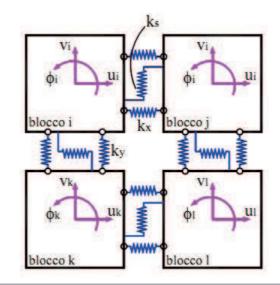


Fig. 4-13 - Schema del modello discreto proposto da Casolo, particolare del modulo base.46

Nota 4-43 - PANTO' B., "La modellazione sismica degli edifici in muratura. Un approccio innovativo basato su un macro-elemento spaziale", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2007, pag. 65.

Nota 4-44 - PANTO' B., cit., pag. 66.

Nota 4-45 - CANNIZZARO F., "Un nuovo approccio di modellazione della risposta sismica degli edifici storici", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2011, pag. 46.

Nota 4-46 - CANNIZZARO F., cit., pag. 47.

mento della cella elementare. In questo modo il modello discreto conserva una memoria della tessitura originale. Tale modello differisce in modo sostanziale dai comuni modelli agli elementi distinti e assume alcuni aspetti salienti di un modello agli elementi finiti, ad esempio l'utilizzo di elementi quadrati in sostituzione della reale disposizione degli elementi. Tuttavia conserva la caratteristica saliente di un modello agli elementi distinti che fa uso di elementi discreti.<sup>47</sup>

## 4.6 Analisi limite

L'analisi limite è stato uno dei primi metodi scientifici impiegati per la valutazione della sicurezza di elementi strutturali. Sin dalla sua nascita, grande attenzione è stata riservata allo studio di strutture a geometria curva. I primi tentativi finalizzati allo studio dell'equilibrio di cupole in muratura, ancora esclusivamente grafici, risalgono al XVIII secolo e sono dovuti a Bouguer (1734), Bossut (1778) e Mascheroni (1785), che fecero uso di semplici equazioni di equilibrio monodimensionali. Il padre della moderna analisi limite, così come è concepita attualmente, è Jacques Heyman, che diede per la prima volta un taglio scientifico basato su ipotesi chiare per la valutazione del carico ultimo delle strutture murarie: il suo lavoro ha rappresentato l'impulso decisivo verso le moderne teorie dell'analisi limite.<sup>48</sup>

L'analisi limite consiste nella valutazione del carico ultimo di una struttura sottoposta a certe condizioni di carico, e si basa principalmente sull'assunzione che il comportamento meccanico dei materiali sia di tipo rigido-plastico. I metodi orientati all'applicazione dell'analisi limite consentono una valutazione del carico ultimo e del relativo meccanismo di collasso senza fornire informazioni sulla storia dello stesso. Il vantaggio dell'applicazione di questa metodologia, consiste nella possibilità di ottenere informazioni significative sul collasso della struttura, impiegando un numero di parametri meccanici dei materiali ridotto rispetto alle analisi strutturali.<sup>49</sup>

Le applicazioni nel campo delle strutture murarie si sono sviluppate in accordo a due principali approcci: uno basato sull'estensione di tradizionali metodi grafici, che mirano alla determinazione della linea delle pressioni su strutture discretizzate a blocchi (Block et al., 2006), l'altro basato sui teoremi dell'analisi limite e che fa uso della programmazione lineare. Con riferimento a quest'ultimo approccio è possibile classificare le metodologie in letteratura secondo due diversi criteri:

- un primo criterio, coerentemente con quanto osservato per il metodo agli elementi finiti, considera la distinzione tra modelli continui e modelli disomogenei;
- il secondo criterio considera la distinzione tra gli approcci tenendo conto del livello di scala degli elementi.<sup>50</sup>

La suddivisione in modelli disomogenei e continui distingue tra i modelli che tendono ad attribuire delle proprietà meccaniche differenti ai materiali componenti la tessitura muraria (malta e mattoni), e quelli che si avvalgono di tecniche di omogeneizzazione per definire delle proprietà equivalenti del complesso malta-mattone.<sup>51</sup>

Tra le tecniche che modellano esplicitamente mattoni e giunti di malta c'è quella dovuta a Sutcliffe et al. (2001), che si avvale di legami costitutivi alla Mohr-Coulomb. Tuttavia, l'impiego dell'analisi limite per strutture in muratura ha subito posto l'ostacolo della simulazione del comportamento tridimensionale della muratura, includendo cioè i meccanismi di primo modo nella valutazione del comportamento della muratura. Nonostante molti studi abbiano riguardato il semplice comportamento piano della muratura (e.g. Gilbert et al., 2006), buona parte degli sforzi sono stati spesi nella direzione della definizione di adeguate procedure di simulazione dell'interazione malta-mattone fuori piano. In particolare appaiono significativi i lavori di Baggio e Trovalusci (1998), Casapulla e D'Ayala (2001).<sup>51</sup>

Le recenti tendenze in materia di analisi limite applicate alle strutture in muratura mirano alla valutazione del carico ultimo di strutture per le quali è necessario l'impiego di legami costitutivi più sofisticati, come le murature armate (Roca et al., 2007) e quelle rinforzate con FRP (Milani, 2009), o di strutture complesse dal punto di vista geometrico, come quelle a geometria curva (Milani et al., 2008).52

Il secondo criterio per la classificazione dei metodi dell'analisi limite prevede la distinzione tra un primo approccio, più tradizionale e di facile applicazione (denominato nel seguito per macro-blocchi) che consiste nell'ipotizzare un congruo numero di meccanismi di collasso plausibili che coinvolgono l'intera struttura o parti di essa, e nel ricavare i relativi moltiplicatori cinematici, il minore dei quali viene assunto come il reale moltiplicatore di collasso; il secondo approccio (denominato nel seguito analisi limite di dettaglio) consiste nel discretizzare la struttura mediante una mesh di elementi attraverso l'utilizzo di elementi finiti o elementi discreti, e nel valutare il moltiplicatore ultimo dei carichi e il relativo meccanismo di collasso risolvendo un problema di ottimizzazione matematica. Questo secondo modo di procedere permette quindi di svincolarsi dalla necessità di ipotizzare a priori un meccanismo di collasso e permette di determinare la distribuzione delle tensioni al collasso con un buon livello di dettaglio.<sup>53</sup>

## 4.7 Approcci semplificati: modelli discreti o macro-modelli

Gli approcci semplificati per la modellazione di edifici in muratura mirano ad una sostanziale riduzione dell'onere computazionale essendo basati su una modellazione discreta in cui l'elemento base è concepito per modellare, secondo un approccio semplificato, una porzione finita di muratura che può anche rappresentare un intero maschio murario e/o una fascia di piano.<sup>54</sup>

L'intera struttura viene ottenuta per assemblaggio di macro-elementi e si ottiene così un modello

globale dell'edificio su cui possono essere effettuate analisi statiche e dinamiche non-lineari. Il principale vantaggio che offre tale approccio è quello di ridurre considerevolmente l'onere computazionale dell'analisi rispetto alla modellazione agli elementi finiti, in quanto viene sostanzialmente ridotto il numero dei gradi di libertà ed inoltre il comportamento non lineare dell'elemento base viene generalmente descritto mediante legami costitutivi definiti in ambito mono-dimensionale.54

Tutti i parametri che caratterizzano un macro-elemento sono da intendersi come grandezze medie, e l'informazione di ciò che avviene localmente all'interno della porzione di struttura rappresenta una grandezza generalizzata.54

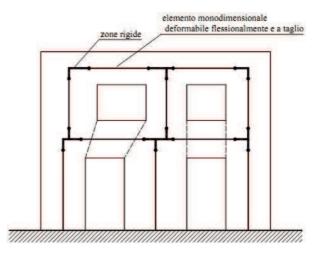


Fig. 4-14 - Schema tipico di un telaio equivalente alla muratura dell'edificio.54

Nota 4-47 - CANNIZZARO F., "Un nuovo approccio di modellazione della risposta sismica degli edifici storici", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2011, pag. 47.

Nota 4-48 - PANTO' B., "La modellazione sismica degli edifici in muratura. Un approccio innovativo basato su un macro-elemento spaziale", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2007, pag. 55.

Nota 4-49 - PANTO' B., cit., pag. 56.

Nota 4-50 - PANTO' B., cit., pag. 57.

Nota 4-**51** - PANTO' B., cit., pag. 58.

Nota 4-52 - PANTO' B., cit., pag. 59.

Nota 4-53 - PANTO' B., cit., pag. 62.

Nota 4-54 - CANNIZZARO F., cit., pag. 67.

Le maggiori difficoltà che si riscontrano nello sviluppo di un modello a macro-elementi (o macromodello) risiedono nelle procedure di taratura dei parametri che lo caratterizzano, specialmente se questi non hanno un significato fisico immediato o se risentono dell'influenza di diversi fattori.<sup>55</sup>

Nell'ambito dello studio del comportamento sismico di edifici in muratura a comportamento scatolare, allo stato attuale, questo approccio sembra quello ottimale, in quanto consente di ottenere modelli più raffinati rispetto alla schematizzazione di tipo POR, e nel contempo evita di ricorrere all'utilizzo eccessivamente laborioso degli elementi finiti e quindi alla definizione di un legame costitutivo locale per la muratura, operazione questa che risulta essere molto onerosa a causa del comportamento non-lineare e alla presenza di stati tensionali pluriassiali.<sup>55</sup>

Diversi autori hanno sviluppato macro-modelli, sia a geometria fissa che variabile, capaci di rappresentare un intero pannello murario. Nell'ambito dei macro-modelli è possibile fare un'ulteriore importante distinzione tra:

- · modelli a telaio;
- modelli piani.56

I modelli a telaio costituiscono una importante categoria e hanno avuto origine dal pionieristico metodo POR descritto nel seguito. Nei modelli a telaio ogni parete muraria dell'edificio viene schematizza attraverso un telaio equivalente costituito da elementi rigidi connessi ad aste il cui legame costitutivo è non lineare. Tali metodi si applicano a strutture murarie con distribuzione regolare di aperture, in cui sono facilmente riconoscibili i maschi murari collegati a fasce di piano tramite una porzione di muratura compresa tra i due. Sia i maschi murari che le fasce di piano vengono modellati con elementi monodimensionali; alle estremità di ogni elemento si prevedono delle zone rigide che modellano la muratura di collegamento.<sup>56</sup>

I modelli piani considerano una rappresentazione piana dell'elemento murario che viene modellato o attraverso uno schema discreto equivalente, oppure mediante elementi piani suscettibili di una variazione geometrica. Essi risultano in genere computazionalmente più onerosi rispetto ai modelli a telaio, tuttavia consentono una descrizione del comportamento d'insieme di un intero edificio con un costo computazionale sensibilmente ridotto rispetto ad una modellazione agli elementi finiti non-lineari.<sup>56</sup>

#### 4.7.1 Metodo POR

Il metodo POR si può considerare il primo dei modelli a telaio. Per la sua semplicità è ancora oggi diffuso in ambito professionale, sebbene presenti numerose limitazioni. Tale metodo è applicabile esclusivamente ad edifici bassi con impalcati di piano sufficientemente rigidi, poichè si basa sull'ipotesi fondamentale di impalcati infinitamente rigidi, sia assialmente che flessionalmente, perfettamente ammorsati alle pareti. Tale assunzione, comunque molto approssimata, risulta accettabile nel caso di edifici con solai in latero-cemento, i quali, oltre ad offrire una maggiore rigidezza flessionale rispetto a tutte le altre tipologie di orizzontamenti, risultano usualmente ben ammorsati alle pareti. Nel caso di edifici con differenti tipologie di impalcato, come solai in legno o volte portanti, entrambi frequentemente riscontrabili in edifici storici, le ipotesi formulate risultano molto meno accettabili. In questo caso, infatti, i solai risultano più deformabili e non sempre l'impalcato è sufficientemente ammorsato alle pareti verticali. Il metodo risulta, invece, del tutto inapplicabile a edifici privi di impalcati. Tale situazione si riscontra in diverse tipologie di costruzioni a carattere monumentale, come ad esempio le chiese.

Assumendo gli impalcati infinitamente rigidi, le pareti di ogni piano si comportamento come un sistema di molle in parallelo che collegano due impalcati contigui. La rigidezza assiale dei setti viene trascu-

rata, pertanto il sistema presenta complessivamente tre gradi di libertà per ogni impalcato. Spesso viene trascurata anche la rigidezza fuori piano delle pareti in quanto risulta notevolmente inferiore rispetto alla rigidezza nel piano. I setti vengono modellati come molle alla traslazione nella direzione della parete stessa, il legame costitutivo ad esse assegnato è elastico, perfettamente plastico con duttilità limitata.<sup>57</sup>

Le analisi in campo inelastico vengono condotte applicando le forze orizzontali nel centro di massa di ogni impalcato. Tali forze si distribuiranno inizialmente a seconda delle rigidezze elastiche delle molle. Durante l'analisi, quando una parete giunge al proprio limite di snervamento inizia a deformarsi senza incrementare il proprio carico, fino al raggiungimento del valore ultimo dello spostamento. A questo punto tale parete viene eliminata dallo schema di calcolo in quanto non è più in grado di portare carico. L'analisi procede finché è possibile garantire l'equilibrio.<sup>57</sup>

Originariamente il metodo POR prevedeva esclusivamente la rottura a taglio diagonale che portava a valutare il taglio ultimo con la formula proposta da Turnsek e Cacovic (1971). Validato con l'osservazione dei risultati di diverse prove sperimentali (Tomazevic, 1990 e 1996), tale criterio si basa sull'assunzione che la rottura avviene quando la tensione principale di trazione, nella zona centrale del pannello, eguaglia la resistenza a trazione della muratura.<sup>57</sup>

In successive versioni del metodo si è cercato di tenere conto anche della possibilità di una rottura per presso-flessione del maschio murario, considerando quindi anche un criterio di rottura a presso-flessione (POR-flex).58

Il carico ultimo della struttura determinato attraverso il metodo POR risulta essere una stima per eccesso di quello reale. Ciò è conseguenza dell'ipotesi di impalcati rigidi, che corrisponde ad un vincolo alla rotazione sulle facce superiore ed inferiore dei pannelli murari. Un pannello inserito in una struttura si trova, in realtà, in una condizione di vincolo intermedia tra quella di parete libera in testa e quella di parete vincolata in testa alla rotazione. L'effettivo grado di vincolo dipende dalla rigidezza delle fasce di piano e dalla presenza o meno del cordolo di piano. Non è detto inoltre che tale condizione di vincolo resti immutata durante tutta l'analisi, ma è piuttosto probabile che cambi a seguito di eventuali rotture o plasticizzazioni degli elementi a contatto col pannello stesso (fasce di piano, cordoli, ecc..).<sup>58</sup>

#### 4.7.2 Metodo SAM

Un approccio che schematizza una diversa condizione di vincolo nei maschi murari, denominato metodo SAM, è stato proposto nella sua prima versione da Magenes e Calvi (1996). Il modello è stato successivamente implementato in un apposito codice di calcolo da Magenes e Della Fontana (1998). Esso riconduce la generica parete a un telaio composto da elementi asta che, a differenza dei metodi di tipo POR, modellano sia i maschi murari che le fasce di piano. Inoltre vengono previste delle zone rigide alle estremità di ogni asta che simulano le porzioni murarie di collegamento tra maschi e fasce di piano. Ad ogni maschio murario viene associata una legge taglio-spostamento orizzontale di tipo elasto-plastico, come mostrato in Fig. 4-14, e il valore del taglio ultimo è dato dal minore tra i valori corrispondenti ai diversi meccanismi di rottura (rottura per flessione, rottura per scorrimento, rottura per fessurazione diagonale). Lo spostamento limite viene fissato in termini di distorsione ultima. In Magenes e Calvi (1997) viene messo in luce che lo spostamento ultimo ( $\delta_{ultimo}$ ) può essere espresso in termini di scorrimento

Nota 4-55 - CANNIZZARO F., "Un nuovo approccio di modellazione della risposta sismica degli edifici storici", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2011, pag. 68.

Nota 4-56 - CANNIZZARO F., cit., pag. 69.

Nota 4-57 - PANTO' B., "La modellazione sismica degli edifici in muratura. Un approccio innovativo basato su un macro-elemento spaziale", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2007, pag. 39.

Nota 4-58 - PANTO' B., cit., pag. 40.

ultimo. Tale valore, per pareti caratterizzate da un meccanismo di collasso per taglio con fessurazione diagonale, risulta essere un parametro stabile. Molti autori, a seguito di prove sperimentali, propongono un'espressione dello scorrimento ultimo data da:

$$\gamma_{ultimo} = \delta_{ultimo} / H \cong 0.5\% \tag{4.43}$$

dove con  $\delta_{\it ultimo}$  si indica lo spostamento orizzontale ultimo della sezione di sommità della parete e con H l'altezza della parete. <sup>59</sup>

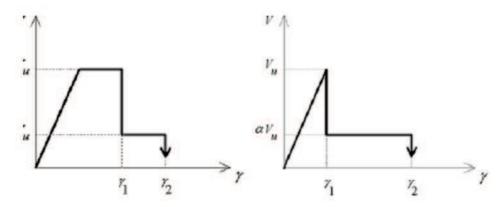


Fig. 4-**15** - Legami costitutivi: comportamento flessionale dei maschi e delle fasce e comportamento a taglio dei maschi, e comportamento a taglio delle fasce.<sup>59</sup>

Il legame costitutivo degli elementi che modellano le fasce è lineare fino al valore del taglio massimo, raggiunto il quale si ha una rottura fragile. Per la valutazione del taglio ultimo di tali elementi, si considerano solo i meccanismi di rottura a scorrimento e per fessurazione diagonale, mentre non viene considerata la possibilità che una fascia possa rompersi per flessione.<sup>60</sup>

L'analisi con il metodo SAM viene condotta per incrementi fissati del carico. Il primo passo consiste nel determinare la distribuzione dei tagli nei maschi che equilibra il carico, secondo la rigidezza di ognuno, imponendo l'eguaglianza degli spostamenti orizzontali di tutti i punti afferenti a un impalcato.<sup>60</sup>

Noti i tagli, si determinano i momenti alle estremità dei maschi, considerando come punto di nullo del diagramma del momento quello di inizio passo. A inizio analisi vanno inoltre fissate le posizioni iniziali dei punti di nullo per tutti i maschi; tale valutazione verrà fatta in base alla condizione di vincolo di ciascun elemento.<sup>60</sup>

La procedura di calcolo prevede che venga imposto l'equilibrio alla rotazione di ogni nodo, come mostrato in Fig. 4-15, al fine di ricavare i momenti alle estremità delle fasce, e quindi i tagli agenti in ogni fascia. Lo sforzo normale agente nelle fasce è direttamente valutabile dai tagli di estremità dei maschi; inoltre è possibile verificare se a fine passo i tagli agenti nelle fasce superano il valore corrente del taglio ultimo. Se in qualche fascia si è superato il taglio limite, si riporta il valore del taglio al valore massimo, e l'eccedenza di momento che ne scaturisce viene ridistribuita agli elementi dei nodi che afferiscono a tale fascia secondo le rigidezze di ognuno. Tutti gli elementi interessati dalla ridistribuzione subiscono una variazione del diagramma del momento, mentre viene mantenuto costante il taglio agente. I punti di nullo dei momenti nei maschi subiscono quindi delle variazioni, e tale circostanza implica che sono mutate le condizioni di vincolo dei maschi interessati dalla rottura di una fascia.<sup>60</sup>

Dopo aver effettuato tutte le ridistribuzioni relative alle fasce rotte, si determinano gli sforzi normali agenti nei maschi, imponendo l'equilibrio alla traslazione verticale dei nodi. Per ogni maschio si dispone sia dei tagli che degli sforzi normali di fine passo e si può effettuare una verifica sull'ammissibilità del valore dei tagli rispetto ai criteri di snervamento prescelti. Se si riscontrano valori di taglio maggiori del

taglio massimo corrente, si procede a ridistribuire l'eccedenza di taglio a tutti gli elementi ancora elastici, e la rigidezza del maschio che è giunto a snervamento, nel passo successivo, verrà considerata nulla.<sup>61</sup>

Il metodo nella sua semplicità ha il pregio di tenere in considerazione molti aspetti essenziali della risposta di una parete muraria:

- coglie la variazione di sforzo normale nei maschi durante l'analisi, elemento essenziale poiché influenza la resistenza a taglio dei maschi stessi;
- prevede tutti i principali meccanismi di rottura cui può essere soggetto un pannello murario;
- prevede la variazione delle condizioni di vincolo cui è soggetto un maschio murario a seguito della rottura di una fascia.61

Il metodo SAM è stato applicato a diverse pareti benchmark, di cui si conosceva con sufficiente approssimazione la risposta a carichi orizzontali, sia in termini di taglio ultimo che di meccanismo di collasso. Una descrizione approfondita del metodo SAM, confrontato con altre metodologie semplificate, è riportata in Magenes et al. (2000).<sup>61</sup>

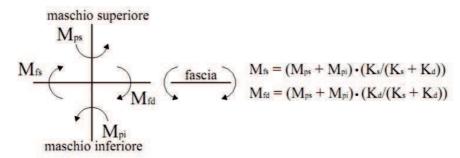


Fig. 4-16 - Particolare del nodo trave colonna dello schema a telaio. Nelle formule a lato come calcolare il momento flettente agente rispettivamente sulla fascia sinistra  $(M_{c})$  e destra  $(M_{c})$ . 60

#### 4.7.3 Macromodello di Brencich e Lagomarsino

Trattasi di un macromodello, introdotto da Brencich e Lagomarsino (1997), idealmente suddiviso in tre moduli. Uno centrale (pannello), deformabile solo a taglio, e due moduli periferici (interfacce) in corrispondenza delle sezioni di base e di testa, che possono subire solo deformazioni di tipo flessionale. Le due interfacce hanno dimensioni nulle; solo per comodità di rappresentazione in figura queste presentano dimensioni finite.62

Considerando il vincolo di rigidità a taglio dei due moduli periferici e il vincolo di rigidità flessionale del modulo centrale, il macro-elemento presenta complessivamente otto gradi di libertà. Come parametri lagrangiani vengono scelte le traslazioni e le rotazioni dei punti medi delle sezioni di base e di testa  $u_{\text{par}} = [u_{p}, v_{p}, \varphi_{p}, u_{p}, v_{p}, \varphi_{q}]$  nonché la traslazione e la rotazione del baricentro della zona centrale  $u_{\text{par}} = [\delta, v_{p}, v_{p}, \varphi_{p}, u_{p}, v_{p}, \varphi_{q}]$  $\varphi_{c}$ ].62

Viene mantenuta l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, quindi il vettore  $u_{\scriptscriptstyle ext}$  caratterizza completamente la deformata esterna del macro-elemento. Per l'assemblaggio dei vari elementi che costituiscono l'intera struttura sono necessari esclusivamente i gradi di libertà  $u_{act}$ .

Nota 4-59 - PANTO' B., "La modellazione sismica degli edifici in muratura. Un approccio innovativo basato su un macro-elemento spaziale", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2007, pag. 40.

Nota 4-60 - PANTO' B., cit., pag. 41.

Nota 4-61 - PANTO' B., cit., pag. 42.

Nota 4-**62** - CANNIZZARO F., "Un nuovo approccio di modellazione della risposta sismica degli edifici storici", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2011, pag. 81.

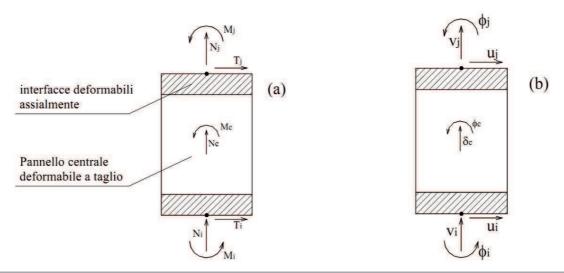


Fig. 4-17 - Schematizzazione del macro-elemento: (a) forze nodali, (b) spostamenti nodali.63

Il  $u_{pan}$  vettore è essenziale per caratterizzare la cinematica del modulo centrale, in modo tale da poter determinare gli spostamenti relativi tra le interfacce di estremità e il modulo centrale stesso. Da questi derivano le deformazioni flessionali delle interfacce e la deformazione a taglio del pannello centrale.  $^{63}$ 

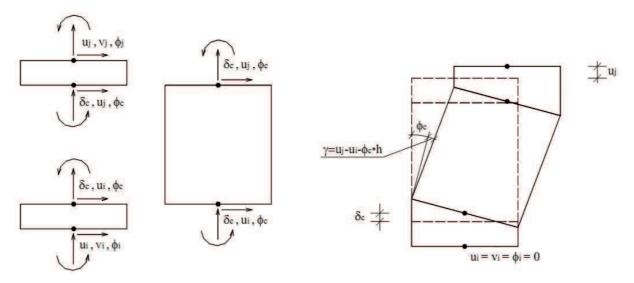


Fig. 4-18 - Cinematica dei vari moduli del macromodello.63

Si osservi che tale modello permette di imporre la congruenza in corrispondenza di una sola coppia di lati paralleli (interfacce), pertanto ogni macro-elemento può essere affiancato ad altri solo lungo tali due lati, mentre gli altri due devono rimanere liberi.<sup>63</sup>

Tale circostanza non comporta alcuna limitazione nella modellazione di maschi murari e fasce di piano. Risulta, invece, essere un limite nella modellazione della porzione di muratura che collega i maschi con le fasce, che difatti gli autori del macromodello considerano rigida. Questa ipotesi è avvalorata dalla considerazione che l'azione di confinamento che questa zona riceve dai maschi murari, dalle fasce di piano e da eventuali cordoli o pareti sovrastanti gli conferisce una elevata rigidezza e che eventuali fessurazioni, probabilmente, si localizzeranno in corrispondenza dell'attacco con i pannelli. Peraltro, considerare la zona di collegamento rigida oppure elastica non è un'ipotesi inusuale: viene utilizzata, ad esempio, nella schematizzazione a telaio e trova giustificazione nelle osservazioni di edifici colpiti da eventi sismici, nei quali raramente si riscontrano danneggiamenti in tali zone di collegamento.<sup>64</sup>

Tuttavia, in molti casi, il modello considerato può risultare parecchio limitativo a causa dell' impossibilità di affiancare lateralmente due macro-elementi. Non è infatti possibile modellare un pannello murario attraverso più macro-elementi allo scopo di ottenere una risposta più dettagliata. Analoghe difficoltà si riscontrano nel caso di strutture con geometria complessa o con una disposizione irregolare delle aperture.64

Pur considerando geometrie semplici, può risultare inoltre difficile l'inserimento nel modello di elementi strutturali che interagiscono con la muratura, come ad esempio un cordolo di piano, a meno di non correggere opportunamente i legami costitutivi del macro-elemento.<sup>64</sup>

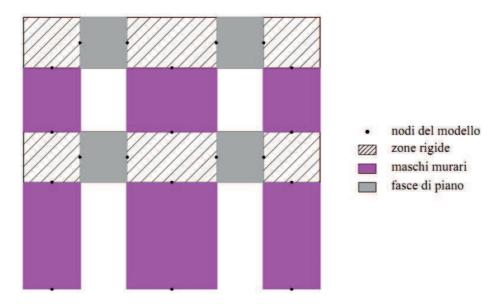


Fig. 4-19 - Parete piana ottenuta tramite assemblaggio di macroelementi e zone rigide. 64

Le interfacce sono costituite da un insieme continuo di molle non reagenti a trazione e a comportamento elastico-lineare in compressione. Tali molle sono caratterizzate dalla rigidezza per unità di superficie k. Il comportamento a taglio del pannello centrale è caratterizzato da una fase iniziale elastica con successivo sviluppo di deformazioni plastiche e di degrado, secondo una formulazione analoga al legame costitutivo a piani di danneggiamento, appena descritto. 65

La rigidezza iniziale a taglio del pannello centrale, considerando una distribuzione uniforme delle tensioni tangenziali in tutte le sezioni, risulta:

$$K_r = \frac{G \cdot A}{h} \tag{4.44}$$

dove:

G è il modulo di elasticità tangenziale iniziale della muratura;

h è l'altezza del pannello;

A è la sua area della sezione trasversale.  $^{65}$ 

Nota 4-63 - CANNIZZARO F., "Un nuovo approccio di modellazione della risposta sismica degli edifici storici", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2011, pag. 82.

Nota 4-64 - CANNIZZARO F., cit., pag. 83.

Nota 4-65 - CANNIZZARO F., cit., pag. 84.

Se si considera inizialmente un comportamento elastico lineare sia per le interfacce che per il pannello centrale, la matrice di rigidezza elastica sarà data da:<sup>66</sup>

$$\mathbf{K}_{el} = \begin{bmatrix} GA/h & 0 & 0 & -GA/h & 0 & 0 & 0 & -GA \\ 0 & kA & 0 & 0 & 0 & 0 & -kA & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{12}kAb^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{12}kAb^2 \\ -GA/h & 0 & 0 & \frac{GA}{h} & 0 & 0 & 0 & GA \\ 0 & 0 & 0 & 0 & kA & 0 & -kA & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{12}kAb^2 & 0 & -\frac{1}{12}kAb^2 \\ 0 & -kA & 0 & 0 & -kA & 0 & 2kA & 0 \\ -GA & 0 & -\frac{1}{12}kAb^2 & GA & 0 & -\frac{1}{12}kAb^2 & 0 & GAh + \frac{1}{6}kAb^2 \end{bmatrix}$$
 (4.45)

con riferimento ai gradi di libertà:66

$$\mathbf{u} = [u_i \ v_i \ \varphi_i \ u_j \ v_j \ \varphi_j \ \delta_c \ \varphi_c] \tag{4.46}$$

e alle forze (e momenti) nodali:67

$$\mathbf{F} = [T_i \ N_i \ M_i \ T_j \ N_j \ M_j \ 0 \ 0] \tag{4.47}$$

Le non linearità dovuta al contatto monolatero nelle interfacce e al legame a taglio del pannello centrale sono prese in considerazione, non attraverso l'aggiornamento della matrice di rigidezza, che viene mantenuta costante, bensì attraverso l'introduzione di un vettore di pseudo-forze, che contiene i contributi, in termini di forze nodali, delle non linearità:<sup>67</sup>

$$\mathbf{F}^* = [T_i^* \ N_i^* \ M_i^* \ T_i^* \ N_i^* \ M_i^* \ N_c^* \ M_c^*]$$
 (4.48)

Tale vettore, in generale, può essere definito attraverso semplici considerazioni sulla formulazione del legame elasto-plastico. Si può infatti scrivere la seguente relazione tra le forze nodali e gli spostamenti elastici:<sup>67</sup>

$$\mathbf{F} = \mathbf{K}_{el} \cdot \mathbf{u}_{el} \tag{4.49}$$

esplicitando la parte plastica degli spostamenti si ottiene:<sup>67</sup>

$$\mathbf{F} = \mathbf{K}_{el} \cdot \left( \mathbf{u} - \mathbf{u}_{pl} \right) \tag{4.50}$$

Introducendo il vettore delle pseudo-forze esterne ( $\mathbf{F}^*$ ) come segue:<sup>67</sup>

$$\mathbf{F}^* = -\mathbf{K}_{el} \cdot \mathbf{u}_{pl} \tag{4.51}$$

il legame si può scrivere in funzione della rigidezza elastica, dato che i termini relativi alle non linearità sono racchiusi nel vettore appena definito. Si ha infatti:<sup>67</sup>

$$\mathbf{F} - \mathbf{F}^* = \mathbf{K}_{el} \cdot \mathbf{u} \tag{4.52}$$

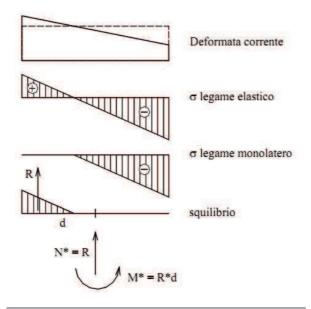


Fig. 4-**20** - Diagrammi delle tensioni normali relative al legame elastico, al legame monolatero e allo squilibrio.<sup>68</sup>

L'analisi deve essere condotta in termini incrementali e ad ogni passo, a partire dalla deformata corrente si può determinare il vettore  $\mathbf{F}^*(\mathbf{u})$ . Qualora il vettore delle pseudo-forze non sia nullo, occorre effettuare alcune iterazioni fino a fare in modo che tale vettore risulti nuovamente nullo.  $^{67}$ 

Le componenti del vettore  $\mathbf{F}^*$  possono essere determinate distinguendo tra i termini relativi alle interfacce da quelli relativi al comportamento tagliante. Le componenti del vettore  $\mathbf{F}^*$  relative al comportamento assiale-flessionale ( $[T_j^* N_j^* M_j^* T_j^* N_j^* M_j^*]$ ), sono dovute esclusivamente ai distacchi, essendo il legame costitutivo lineare a compressione e possono essere facilmente calcolate a partire dalla distribuzione delle tensioni di trazione relative ad un comportamento elastico lineare, sia a compressione che a trazione.  $^{68}$ 

$$N_n^* = \frac{k \cdot A}{8 \cdot |\varphi_n - \varphi_c|} \cdot \left[ \left| \varphi_n - \varphi_c \right| \cdot b + 2 \cdot \left( \delta_c - v_n \right) \right]^2 \cdot H\left( \left| e_n \right| - \frac{b}{6} \right) \tag{4.53}$$

$$M_{n}^{*} = \frac{k \cdot A}{24 \cdot b \cdot |\varphi_{n} - \varphi_{c}| \cdot (\varphi_{n} - \varphi_{c})} \cdot \left[ |\varphi_{n} - \varphi_{c}| \cdot b - (\delta_{c} - \nu_{n}) \right] \cdot \left[ |\varphi_{n} - \varphi_{c}| \cdot b + 2 \cdot (\delta_{c} - \nu_{n}) \right]^{2} \cdot H\left( |e_{n}| - \frac{b}{6} \right)$$
(4.54)

Nelle espressioni delle caratteristiche della sollecitazione si indichi con il pedice n l'estremo dell'elemento considerato (i o j); b indica la larghezza del pannello, A=bs l'area trasversale, H la funzione a gradino di Heaviside che consente di annullare i termini relativi al vettore delle pseudo-forze se la sezione non è parzializzata.

Rimane da esplicitare il termine relativo alle deformazioni plastiche di taglio. Con ragionamento analogo a quello visto per i termini del vettore delle pseudo-forze  $\mathbf{F}^*$  si può scrivere:

$$T^* = -\frac{G \cdot A}{h} \cdot \delta_{pl} \tag{4.55}$$

dove  $\delta_{pl}$  è la componente plastica della deformazione totale a taglio  $\delta$  subita dal pannello centrale.  $^{68}$ 

Il legame costitutivo a taglio è analogo a quello definito nel modello continuo a piani di danneggiamento, con la differenza che in questo caso viene formulato in termini di variabili globali, grazie all'ipotesi di stato tensionale e deformativo uniformi all'interno del pannello centrale.<sup>69</sup>

Si consideri la relazione che esprime lo scorrimento plastico in funzione delle due variabili di stato  $\alpha$  e f:

$$\gamma_{pl} = c \cdot \alpha \cdot (\tau - f) \tag{4.56}$$

Nota 4-**66** - CANNIZZARO F., "Un nuovo approccio di modellazione della risposta sismica degli edifici storici", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2011, pag. 84.

Nota 4-67 - CANNIZZARO F., cit., pag. 85.

Nota 4-68 - CANNIZZARO F., cit., pag. 86.

Nota 4-69 - CANNIZZARO F., cit., pag. 87.

essendo  $\alpha$  una variabile scalare di danno e f la tensione tangenziale dovuta all'attrito. Attraverso passaggi elementari si esplicita l'espressione precedente in  $\gamma_{nl}$ :  $^{70}$ 

$$\gamma_{pl} = c \cdot \alpha \cdot \left( G(\gamma - \gamma_{pl}) - f \right) \tag{4.57}$$

$$\gamma_{pl}(1+G\cdot c\cdot \alpha) = G\cdot \left[c\cdot \alpha\cdot \gamma - \frac{f}{G}\right] \tag{4.58}$$

$$\gamma_{pl} = \frac{c \cdot \alpha}{1 + G \cdot c \cdot \alpha} \left[ \gamma - \frac{f}{G} \right] \tag{4.59}$$

Poiché si hanno tensioni e deformazioni uniformi, si possono introdurre le grandezze globali al posto delle locali. Si considererà, quindi, la forza totale di attrito F al posto di f e lo scorrimento totale a taglio  $\delta$  anziché  $\gamma$ :

$$f = \frac{F}{A} \tag{4.60}$$

$$\delta = \gamma \cdot h \tag{4.61}$$

e sostituendo:71

$$\delta_{pl} = G \cdot \frac{c \cdot \alpha}{1 + G \cdot c \cdot \alpha} \left[ \delta \frac{h}{G \cdot A} \cdot F \right]$$
(4.62)

Lo scorrimento globale del pannello si può esprimere in funzione degli spostamenti nodali:

$$\delta = u_i - u_i - \phi_c \cdot h \tag{4.63}$$

ed infine si ottiene:71

$$\delta_{pl} = G \cdot \frac{c \cdot \alpha}{1 + G \cdot c \cdot \alpha} \left[ \left( u_j - u_i - \phi_c \cdot h \right) \frac{h}{G \cdot A} \cdot F \right]$$
(4.64)

Il resto delle relazioni, che assieme all'espressione appena trovata, governano il comportamento a taglio del pannello centrale, vanno riferite a variabili globali. Le condizioni sono:<sup>71</sup>

$$\begin{cases} \varphi_s = |F| + \mu \cdot N_i \le 0 \\ \varphi_d = Y - R(\alpha) \le 0 \end{cases}$$
(4.65)

R è definita analogamente al modello di elementi finiti introdotto da Lagomarsino e Gambarotta ed è caratterizzata dai parametri c e  $R_c$ = $R(\alpha$ =I). <sup>71</sup>

$$Y_m = \frac{1}{2} \cdot c \cdot \left(T - F\right)^2 \tag{4.66}$$

Il dominio di rottura a taglio è dato da:71

$$\left|T\right| - \mu \cdot N_i \le T_r = \sqrt{\frac{R_c}{c}} \tag{4.67}$$

Tornando al calcolo dello squilibrio, si ottiene:<sup>71</sup>

$$T^* = -\frac{G \cdot A}{h} \cdot \delta_{pl} = \frac{G \cdot A}{h} \cdot \frac{G \cdot c \cdot \alpha}{1 + G \cdot c \cdot \alpha} \cdot \left[ \left( u_j - u_i - \phi_M \cdot h \right) \frac{h}{G} \cdot F \right]$$
(4.68)

Le componenti di  $F^*$ , risultano:<sup>72</sup>

$$T_i^* = T^*$$
 (4.69)

$$T_i^* = -T^* (4.70)$$

I parametri che caratterizzano il modello sono E e k per il comportamento assiale-flessionale, il modulo G della muratura, la resistenza limite a taglio in assenza di sforzo normale (T), il coefficiente di attrito ( $\mu$ ) e i parametri c,  $\beta$  che regolano la duttilità e la fase di softening per il comportamento a taglio. <sup>72</sup>

Essi sono tutti facilmente determinabili attraverso prove di compressione semplice e di taglio su campioni di muratura. È importante sottolineare che sarebbe inutile condurre prove sui singoli elementi visto che si intende riprodurre il comportamento macroscopico dell'elemento strutturale.

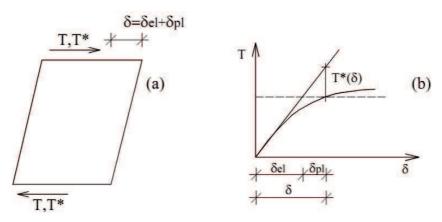


Fig. 4-21 - (a) Versi positivi della sollecitazione di taglio e dello squilibrio, (b) rappresentazione dello squilibrio.

#### 4.7.4 Macro-elemento di Caliò et al.

La ricerca si è sviluppata in due fasi principali. In un primo tempo è stato introdotto un elemento piano, atto a modellare pareti piane caricate nel proprio piano; l'ambiente di modellazione è stato poi ampliato inserendo nuovi elementi come diaframmi e aste, che consentono di valutare l'interazione della muratura con gli altri elementi strutturali di un edificio, ed estendendo il modello alla valutazione del comportamento non lineare di intere strutture in muratura con comportamento scatolare. Successivamente il modello piano è stato arricchito dagli stessi autori (2008) di ulteriori gradi di libertà in modo da cogliere il comportamento fuori piano di pareti murarie e consentendo così la valutazione del comportamento sismico di edifici murari anche a comportamento non scatolare, cogliendo quindi anche i meccanismi di primo modo.<sup>73</sup>

Nota 4-70 - CANNIZZARO F., "Un nuovo approccio di modellazione della risposta sismica degli edifici storici", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2011, pag. 87.

Nota 4-71 - CANNIZZARO F., cit., pag. 88.

Nota 4-72 - CANNIZZARO F., cit., pag. 89.

Nota 4-73 - PANTO' B., "La modellazione sismica degli edifici in muratura. Un approccio innovativo basato su un macro-elemento spaziale", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2007, pag. 72.

Questo macro-elemento, data la sua notevole versatilità e adattabilità ai numerosi problemi che la modellazione di edifici in muratura comporta, rappresenta il valido punto di partenza da cui questo lavoro prende spunto.

#### 4.7.4.1 Modello piano

Il modello, nella sua prima versione proposta da Pantò (2003), è rappresentato da un modello meccanico equivalente, grazie al quale una porzione di muratura viene schematizzata mediante un quadrilatero articolato i cui vertici sono collegati da due molle diagonali non lineari (Fig. 4-22) e i cui lati rigidi interagiscono con i lati degli altri macro-elementi mediante delle interfacce discrete con limitata resistenza a trazione.<sup>74</sup>

Pertanto il modello si può pensare suddiviso in due elementi principali: un elemento pannello costituito dal quadrilatero articolato (Fig. 4-22) e un elemento di interfaccia costituito da un insieme discreto di molle che determinano il legame che caratterizza l'interazione non-lineare tra quadrilateri adiacenti o con i supporti esterni, come si evince dalla Fig. 4-23.<sup>75</sup>

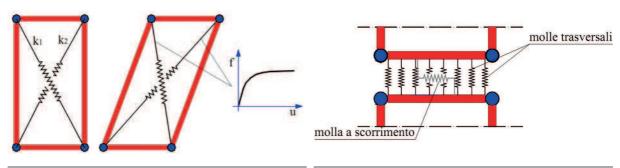


Fig. 4-22 - Schematizzazione del pannello murario.<sup>75</sup> Fig. 4-23 - Elemento di interfaccia tra i pannelli.<sup>75</sup>

Le molle diagonali dell'elemento pannello simulano la deformabilità a taglio della muratura. Nelle molle poste in corrispondenza delle interfacce è concentrata la deformabilità assiale e flessionale di una porzione di muratura corrispondente a due pannelli contigui.<sup>75</sup>

Le molle non-lineari (*NLink*), nel loro insieme, consentono di simulare i principali meccanismi di collasso della muratura nel proprio piano. Il numero delle molle per ciascuna interfaccia è arbitrario, e viene determinato in base al grado di dettaglio della risposta che si intende conseguire; è importante tuttavia evidenziare che all'aumentare del numero di molle non corrisponde un aumento del numero di gradi di libertà totali, nonostante l'incremento dell'onere computazionale associato alla non-linearità degli elementi deformabili. La figura Fig. 4-23 riporta uno schema meccanico relativo al comportamento

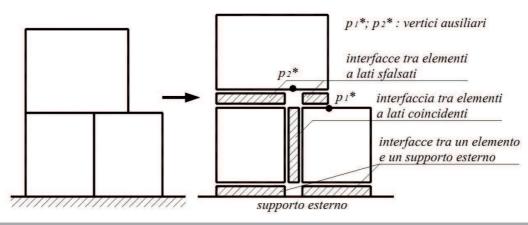


Fig. 4-24 - Esempio di individuazione degli elementi di interfaccia tra i vari pannelli murari.75

piano dell'interfaccia: in esso si possono osservare una fila di molle flessionali (ortogonali all'interfaccia) e un'unica molla longitudinale per la modellazione dello scorrimento nel piano.<sup>75</sup>

È evidente che l'interazione con altri elementi può avvenire su ciascuno dei lati di un pannello, e che l'elemento di interfaccia può interessare un intero lato di un elemento o solo parte di esso. Il modello prevede la presenza di un'interfaccia ogni qualvolta un pannello abbia un lato, o una porzione di esso, in comune con un altro pannello o con un supporto esterno (Fig. 4-24).<sup>75</sup>

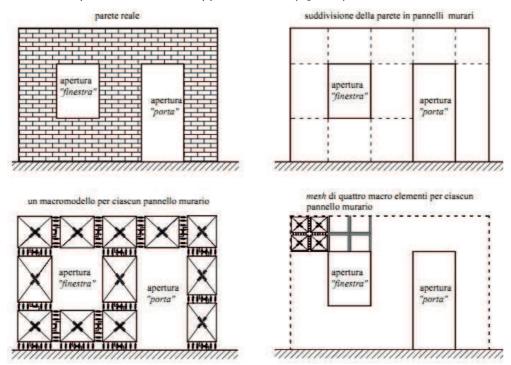


Fig. 4-25 - Modellazione di un prototipo di parete mediante due differenti mesh: discretizzazione della parete.<sup>76</sup>

Questo approccio permette di modellare agevolmente anche schemi strutturali che presentano geometrie complesse e irregolari (ad esempio aperture non allineate).<sup>76</sup>

Il fatto che il pannello possa interagire lungo ciascuno dei suoi lati è uno degli aspetti originali del modello. Tale circostanza determina numerosi vantaggi poiché consente una modellazione efficiente delle fasce di piano in cui l'eventuale azione di confinamento agisce in direzione orizzontale, ha una naturale predisposizione per cogliere l'effetto di interazione tra la muratura ed altri elementi (ad esempio i cordoli di piano), e consente inoltre di modellare una parete di muratura sia con una mesh di macro-elementi minima che mediante una discretizzazione più fitta (Fig. 4-25).<sup>76</sup>

La possibilità di suddividere l'elemento murario in una mesh di più elementi più piccoli sembrerebbe ricalcare la filosofia tipica dei modelli agli elementi finiti; tuttavia appare necessario evidenziare che l'utilizzo di una *mesh* di macro-modelli rappresenta una possibilità e non una necessità, come nel caso dei modelli agli elementi finiti. In questo caso infatti, un singolo macro-elemento è già concepito per simulare la risposta del pannello murario che rappresenta a prescindere dalla sua estensione; tuttavia una mesh più fitta consente una descrizione più dettagliata della cinematica e la possibilità di cogliere con maggiore accuratezza il meccanismo di collasso.<sup>77</sup>

Nota 4-74 - PANTO' B., "La modellazione sismica degli edifici in muratura. Un approccio innovativo basato su un macro-elemento spaziale", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2007, pag. 73.

Nota 4-75 - PANTO' B., cit., pag. 74.

Nota 4-76 - PANTO' B., cit., pag. 75.

Nota 4-77 - PANTO' B., cit., pag. 76.

L'irregolarità geometrica e di disposizione delle aperture può costituire senz'altro un esempio per il quale il ricorso a una *mesh* più fitta rispetto a quella di base può essere auspicabile non tanto ai fini della valutazione di una più accurata valutazione della resistenza globale della struttura, quanto invece al fine di migliorare il livello di dettaglio nella valutazione del meccanismo di collasso, come risulta chiaro dalla Fig. 4-**25**. <sup>78</sup>

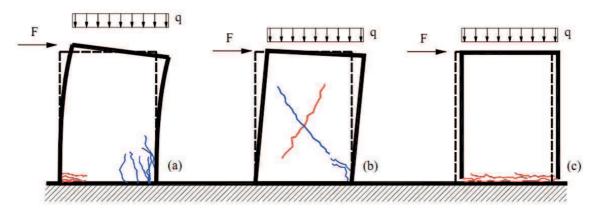


Fig. 4-**26** - Meccanismi di rottura nel piano di un pannello murario; (a) rottura per schiacciamento/ribaltamento; (b) rottura a taglio per fessurazione diagonale; (c) rottura a taglio per scorrimento.<sup>78</sup>

Il collasso di un elemento murario caricato verticalmente e sollecitato nel proprio piano con azioni orizzontali crescenti si manifesta secondo tre possibili meccanismi come rappresentato in Fig. 4-26. Il meccanismo indicato in figura Fig. 4-26a è di natura prevalentemente flessionale (*rocking*), in esso il collasso è associato alla fessurazione in corrispondenza delle fibre tese e/o allo schiacciamento in corrispondenza delle fibre compresse. Gli altri due meccanismi di collasso rappresentati rispettivamente in Fig. 4-26b e Fig. 4-26c, sono meccanismi di rottura a taglio associati rispettivamente alla fessurazione diagonale e allo scorrimento.<sup>78</sup>

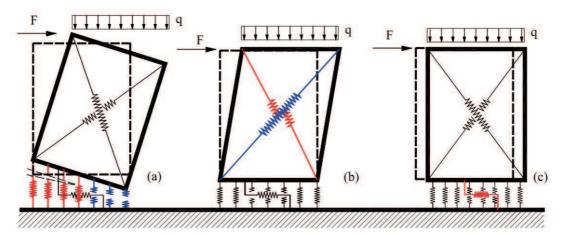


Fig. 4-**27** - Simulazione dei meccanismi di collasso nel piano di un pannello murario; (a) rottura per schiacciamento/ribaltamento; (b) rottura a taglio per fessurazione diagonale; (c) rottura a taglio per scorrimento.<sup>79</sup>

Il modello meccanico equivalente, con la sua cinematica, consente di cogliere tutte queste tipologie di meccanismo di collasso nel piano come mostrato in Fig. 4-27, nella quale sono rappresentati i meccanismi di collasso del modello equivalente, corrispondenti a quelli reali già riportati nella figura precedente.<sup>79</sup>

Come già noto, il meccanismo di collasso flessionale nel piano può manifestarsi secondo due diverse modalità: da una parte la progressiva fessurazione che porta alla parzializzazione della sezione del pannello e quindi alla rotazione intorno ad un estremo; dall'altra il possibile schiacciamento della muratura in prossimità del bordo compresso. Il modello riproduce tale meccanismo mediante le molle di interfaccia

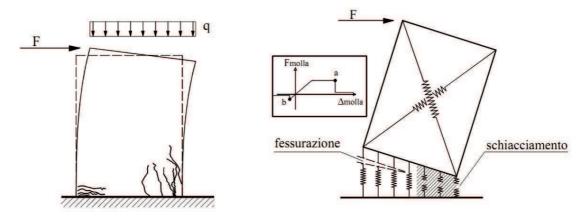


Fig. 4-28 - Meccanismo di collasso per flessione nei modelli continuo e discreto.<sup>79</sup>

disposte ortogonalmente all'interfaccia stessa, per le quali può essere previsto un legame con limitata resistenza a compressione e comportamento elasto-fragile a trazione. Lo schiacciamento della muratura sarà quindi associato alla progressiva plasticizzazione a compressione delle molle, mentre la fessurazione verrà associata alla rottura per trazione delle stesse (Fig. 4-28). È evidente che in questo modo si tiene conto implicitamente della dipendenza dallo sforzo normale che tale meccanismo presenta.<sup>79</sup>

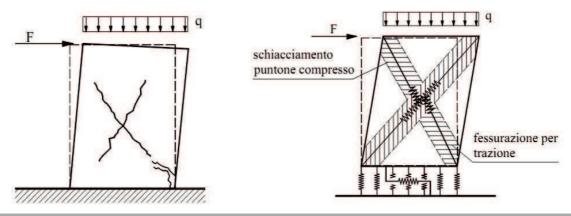


Fig. 4-29 - Meccanismo di collasso a taglio per fessurazione diagonale nei modelli continuo e discreto.80

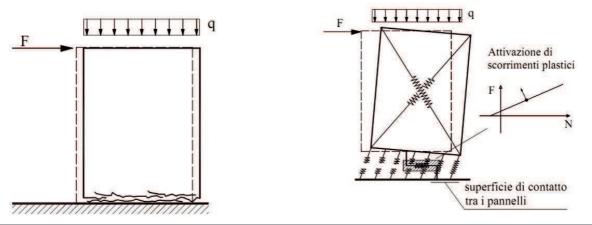


Fig. 4-30 - Meccanismo di collasso a taglio per scorrimento nei modelli continuo e discreto.80

Nota 4-78 - PANTO' B., "La modellazione sismica degli edifici in muratura. Un approccio innovativo basato su un macro-elemento spaziale", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2007, pag. 77.

Nota 4-**79** - PANTO' B., cit., pag. 78.

Nota 4-80 - PANTO' B., cit., pag. 79.

Il meccanismo di collasso a taglio per fessurazione diagonale rappresenta senz'altro il più importante e diffuso meccanismo di collasso nel piano. Esso è caratterizzato da un quadro fessurativo costituito da fessure diagonali nella porzione centrale del pannello che si determinano lungo le isostatiche di compressione a causa della limitata resistenza a trazione. Il modello è capace di simulare tale meccanismo mediante l'attribuzione di un legame costitutivo non-lineare *ad hoc* alle molle diagonali (Fig. 4-**29**).<sup>81</sup>

Il meccanismo di collasso per scorrimento, che nelle applicazioni pratiche non riveste generalmente molta importanza, diviene possibile solo in presenza di bassi valori di sforzi normali o a seguito di consistenti parzializzazioni delle sezioni. Esso si manifesta con mutui scorrimenti tra due pannelli lungo i giunti di malta, orizzontali o verticali, e con la progressiva formazione di macrofratture orientate (Fig. 4-30). Viene simulato mediante un'unica molla longitudinale di interfaccia, alla quale viene associato un legame costitutivo che tiene conto della dipendenza del comportamento plastico dalle tensioni normali, considerando ad esempio un dominio di resistenza alla Mohr-Coulomb. Il modello consente di cogliere anche l'instaurarsi di eventuali meccanismi combinati.<sup>81</sup>

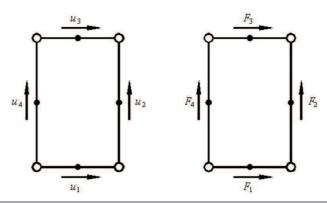


Fig. 4-31 - Rappresentazione dei gradi di libertà e delle relative forze duali nel piano.82

Nella rappresentazione piana il pannello possiede i tre gradi di liberta associati ai piani di moto rigido a cui occorre aggiungere il grado di libertà che lo rende articolato. Come parametri lagrangiani atti a descrivere la cinematica nel piano, sono stati considerate le quattro traslazioni di ciascuno dei lati rigidi lungo la propria direzione, ai quali è possibile associare le relative forze duali nel piano (Fig. 4-**31**).82

Per ogni interfaccia è conveniente individuare due punti estremi (o nodi), che verranno indicati con i e j (Fig. 4-32). Nel caso di una interfaccia che connette due elementi, a ognuno dei nodi corrispondono in realtà due nodi del modello, appartenenti ciascuno a uno dei due elementi collegati dall'interfaccia. Tali nodi, pur avendo nella configurazione iniziale le medesime coordinate, sono fisicamente distinti e subiranno spostamenti differenti. I quattro nodi (due per ogni elemento connesso), che corrispondono ai due estremi i e j dell'interfaccia, vengono denominati vertici dell'interfaccia.

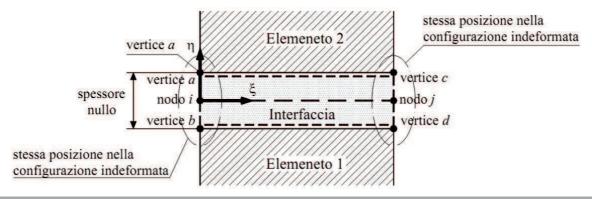


Fig. 4-32 - Interfaccia tra due elementi.82

Il comportamento meccanico dell'interfaccia è governato da molle non-lineari (Fig. 4-33). Il comportamento della molla a scorrimento dipende da quello delle molle flessionali; in particolare essa viene considerata attiva solo se vi sono molle trasversali in compressione mentre il limite corrente di resistenza dipende dal numero di molle trasversali attive ovvero dall'estensione della zona di contatto tra i due elementi. Le molle sono disposte ad interasse costante ed in modo simmetrico rispetto all'asse di mezzeria dell'interfaccia; le molle di estremità risultano rientrate rispetto alle estremità dell'interfaccia di metà interasse.<sup>83</sup>

La cinematica nel piano dell'interfaccia è descritta in modo completo da sei gradi di libertà associati ai gradi di libertà dei lati dei pannelli interconnessi. I parametri lagrangiani sono gli spostamenti dei quattro vertici dell'interfaccia nella direzione ortogonale all'interfaccia stessa, e gli scorrimenti dei due lati rigidi, superiore e inferiore. È tuttavia evidente che se l'interfaccia risulta collegata ad un vincolo fisso tre gradi di libertà sono sufficienti per definirne lo stato.<sup>84</sup>

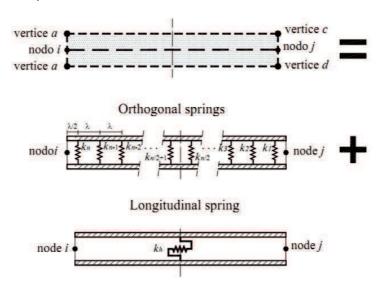


Fig. 4-33 - Interfaccia tra due pannelli: molle trasversali e molla a scorrimento.84

Tutti i parametri lagrangiani si considerano positivi se concordi con gli assi del sistema di riferimento locale dell'interfaccia (Fig. 4-**34**). I gradi di libertà locali delle interfacce non impegnano gradi di libertà indipendenti per il modello poiché li condividono con gli elementi che connettono.<sup>84</sup>

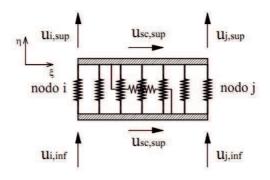


Fig. 4-**34** - Gradi di libertà nel piano dell' interfaccia inserita tra due elementi.<sup>84</sup>

Nota 4-**81** - PANTO' B., "La modellazione sismica degli edifici in muratura. Un approccio innovativo basato su un macro-elemento spaziale", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2007, pag. 79.

Nota 4-**82** - PANTO' B., cit., pag. 80.

Nota 4-83 - PANTO' B., cit., pag. 81.

Nota 4-84 - PANTO' B., cit., pag. 82.

Il modello piano consente la modellazione di pareti attraverso l'assemblaggio di macro-elementi, passando per la taratura delle molle non-lineari secondo procedure di calibrazione basate su considerazioni fisiche. L'estensione alla modellazione di edifici tridimensionali avviene secondo due diversi approcci. Se può essere assunta l'ipotesi di comportamento scatolare per l'edificio considerato, esso può essere modellato come un assemblaggio di pareti, ciascuna delle quali esibisce un comportamento piano, collegate da cordoli e diaframmi orizzontali; tale strategia sarà illustrata nel paragrafo successivo. Se però l'ipotesi di comportamento scatolare non risulta realistica, il modello piano non è più sufficiente a cogliere il comportamento globale dell'edificio, si rende necessaria una sua estensione al fine di valutare anche il comportamento fuori piano delle pareti murarie. Tale miglioramento avviene introducendo gradi di libertà aggiuntivi che consentono di ottenere un comportamento tridimensionale del macro-elemento. Tale arricchimento comporta un maggiore onere computazionale ma consente la simulazione di eventuali meccanismi locali di primo modo.<sup>85</sup>

#### 4.7.4.2 La modellazione tridimensionale mediante assemblaggio di pareti "piane"

La modellazione dell'interazione dei pannelli murari con gli altri elementi costruttivi, se correttamente interpretata, consente di assemblare un insieme di pareti piane, formando strutture tridimensionali che consentono la simulazione del comportamento non lineare di edifici reali con comportamento scatolare. I principali tipi di interazione che possono essere presi in considerazione sono:

- interazione tra le pareti e gli impalcati;
- interazione tra le pareti in corrispondenza degli angoli;
- interazione tra cordoli architravi o tiranti, e i macro-elementi.86

Nel seguito si descrivono brevemente le modellazioni di queste interazioni.

#### Interazione tra le pareti e gli impalcati

Nel modello vengono considerati due diversi elementi destinati a simulare la presenza di impalcati:

- diaframmi infinitamente rigidi;
- diaframmi deformabili.<sup>86</sup>

In entrambi i casi gli aspetti legati alla deformabilità flessionale del diaframma non vengono presi in considerazione. Per diaframma deformabile si intende un elemento piano di tipo lastra elastica. L'interazione tra i diaframmi, siano essi rigidi o deformabili, e i pannelli delle pareti avviene mediante degli elementi di interfaccia opportunamente definiti e appartenenti ai piani delle pareti. Tali interfacce vengono create in corrispondenza di ciascun lato di un pannello in comune con uno appartenente ad un diaframma. La presenza dell'impalcato viene simulata mediante un elemento rigido piano o un diaframma deformabile.<sup>86</sup>

Con riferimento ad una generica situazione in cui l'elemento risulti inserito tra due pannelli murari (Fig. 4-**35**), la connessione con la muratura viene garantita tramite due distinte interfacce, ciascuna delle quali ha una faccia coincidente con il piano dell'impalcato e l'altra afferente a uno dei due pannelli. Nel caso di diaframma rigido i gradi di libertà dell'interfaccia associati ai gradi di libertà del diaframma sono legati da un vincolo di rigidità nel piano del diaframma. Nel caso invece di diaframma deformabile i gradi di libertà dell'interfaccia che afferiscono al lato del diaframma non sono legati da un vincolo di rigidità ma saranno associati a gradi di libertà di un elemento triangolare piano appartenente al diaframma, corrispondente alla zona che si può considerare direttamente dipendente dall'interfaccia considerata.<sup>87</sup>

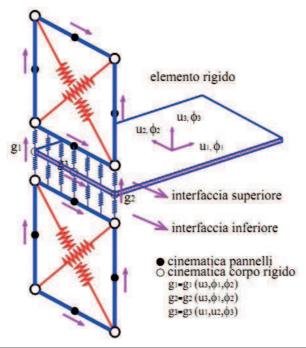


Fig. 4-35 - Interazione tra due pannelli di una parete e un elemento rigido.87

#### Interazione tra le pareti in corrispondenza degli angoli

Nella modellazione tridimensionale mediante assemblaggio di pareti piane, l'interazione tra le pareti verticali in corrispondenza dei cantonali non è rappresentabile in quanto ciascun pannello possiede gradi di libertà soltanto nel proprio piano. Tuttavia una collaborazione tra pannelli di pareti appartenenti a piani diversi si può ottenere inserendo delle interfacce rigide d'angolo che stabiliscono una dipendenza tra i gradi di libertà longitudinali dei pannelli appartenenti a pareti diverse.88

#### Interazione tra cordoli, architravi o tiranti e i macro-elementi

I cordoli e gli architravi vengono modellati attraverso elementi finiti non lineari di tipo beam a plasticità concentrata; la presenza di eventuali tiranti viene invece modellata mediante elementi di tipo truss reagenti solo allo sforzo assiale di trazione e non reagenti a compressione. L'influenza di tali elementi ha un ruolo significativo soprattutto nella stima della vulnerabilità degli edifici esistenti. A seconda del tipo di interazione che l'elemento finito scambia con la muratura, nel seguito si farà riferimento ai seguenti tipi di comportamento:

- Asta libera: si tratta di elementi tipo beam esterni alla muratura che interagiscono con la muratura solo puntualmente (ad esempio travi di impalcati semplicemente ammorsate nelle pareti), come in Fig. 4-37;
- Frame interagente o cordolo: l'asta si trova inserita all'interno di una parete muraria ed interagisce con essa per tutta la sua lunghezza sia flessionalmente che assialmente (Fig. 4-36).88

Nota 4-85 - PANTO' B., "La modellazione sismica degli edifici in muratura. Un approccio innovativo basato su un macro-elemento spaziale", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2007, pag. 83.

Nota 4-**86** - CANNIZZARO F., "Un nuovo approccio di modellazione della risposta sismica degli edifici storici", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2011, pag. 100.

Nota 4-87 - CANNIZZARO F., cit., pag. 101.

Nota 4-88 - CANNIZZARO F., cit., pag. 102.

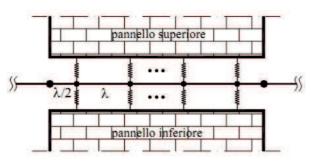
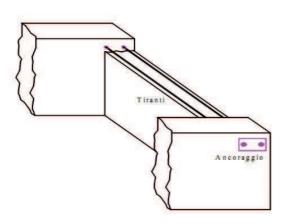


Fig. 4-**36** - Modellazione di un'asta inserita all'interno della muratura. 90

Un elemento asta viene individuato dai due vertici di estremità denominati i e j. Il comportamento meccanico delle aste viene caratterizzato assegnando un legame momento/curvatura e un legame sforzo normale/allungamento specifico. Entrambi i legami possono essere non lineari.<sup>89</sup>

Dal punto di vista flessionale, le modellazione delle progressive plasticizzazioni delle aste e, nel caso di elementi interagenti, dell'interazione con la muratura, viene ottenuta prevedendo la possibilità di suddividere l'asta in un numero arbitrario di

sottoelementi mediante l'introduzione di nodi intermedi che verranno disposti in corrispondenza delle molle flessionali dell'interfaccia (Fig. 4-**36**).<sup>89</sup>



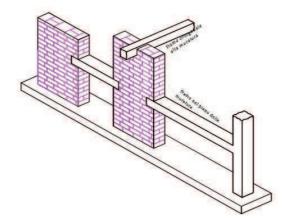


Fig. 4-**37** - Esempi di aste non completamente inglobate nella muratura ma interagenti con essa: inserimento di tiranti e telai in cemento armato collaboranti con la struttura muraria.<sup>90</sup>

L'aspetto più importante legato all'introduzione degli elementi asta è soprattutto la modellazione dell'interazione tra questi e gli elementi murari. Le aste libere interagiscono con la muratura solo in corrispondenza degli estremi. Esse possono simulare elementi in calcestruzzo esterni alla muratura e ad

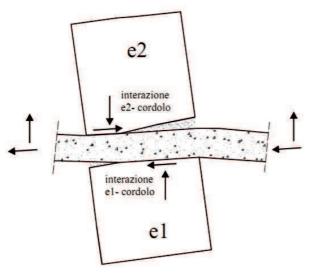


Fig. 4-**38** - Interazione possibile tra un *frame* inserito nella muratura e i pannelli.<sup>90</sup>

essa connessi solo in modo puntuale oppure, molto più frequentemente, elementi quali tiranti o catene (Fig. 4-**37**), che vengono ancorati in corrispondenza degli angoli di un edificio o in corrispondenza delle zone della parete in muratura interessate dalla presenza dei capichiave.<sup>90</sup>

Il collegamento delle aste ai pannelli avviene attraverso molle non-lineari di interfaccia. Per le aste giacenti sul piano della muratura il grado di ammorsamento dell'elemento dipende dalla lunghezza della parte di elemento a contatto con la muratura.<sup>91</sup>

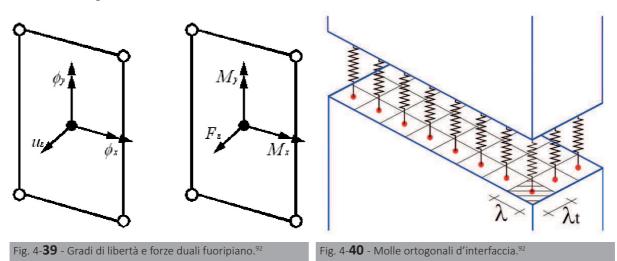
Si noti infine come un'asta inserita tra due pannelli murari esibisca sia un interazione flessionale che a scorrimento tra gli elementi in contatto (Fig. 4-38).<sup>91</sup>

#### 4.7.4.3 Modello spaziale

Il macro-elemento spaziale rappresenta la naturale evoluzione del macro-elemento piano descritto nei paragrafi precedenti a cui è stata aggiunta una terza dimensione in direzione trasversale e i corrispondenti tre gradi di libertà.91

Per la modellazione del comportamento spaziale del macro-elemento, ai sei gradi di libertà da corpo rigido nello spazio occorre aggiungere il grado di libertà necessario a rendere il quadrilatero articolato nel piano della muratura per descriverne la deformabilità a taglio. Pertanto la cinematica di ogni macro-elemento è controllata da sette gradi di libertà (Fig. 4-39) e quella della generica interfaccia corrispondente a due pannelli contigui è descritta dai dodici gradi di libertà che consentono di descrivere i moti rigidi nello spazio dei due lati rigidi piani dei pannelli ad essa afferenti.<sup>91</sup>

Pertanto l'interfaccia tridimensionale è rappresentata da un modello meccanico equivalente costituito da due piani rigidi, inizialmente paralleli e coincidenti con le facce a contatto dei due pannelli. Tali superfici hanno forma rettangolare e vengono discretizzate nelle due direzioni da più file di molle non-lineari ortogonali (Fig. 4-40), in analogia ai modelli a fibre utilizzati nel più generale contesto delle modellazioni agli elementi finiti non-lineari.92



Ogni molla è rappresentativa di una fibra di muratura di impronta pari a quella della discretizzazione considerata. Le file vengono disposte ad interasse costante  $(\lambda)$  che viene determinato secondo un procedimento di taratura basato su una equivalenza flessionale tra la parete muraria e lo schema discreto equivalente (Fig. 4-41).93

È facile osservare che la modellazione proposta permette di schematizzare agevolmente anche casi di flessione deviata in campo non-lineare, e che il criterio adottato tiene conto della dipendenza del momento resistente dallo sforzo normale. Inoltre tale approccio di modellazione consente di cogliere i principali meccanismi di collasso di primo modo.93

L'apertura delle fessure corrisponderà, nel modello discreto, alla rottura per trazione delle molle ortogonali di interfaccia; la progressiva riduzione di rigidezza della sezione determinerà in definitiva il

Nota 4-89 - CANNIZZARO F., "Un nuovo approccio di modellazione della risposta sismica degli edifici storici", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2011, pag. 102.

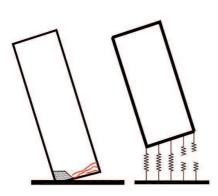
Nota 4-90 - CANNIZZARO F., cit., pag. 103.

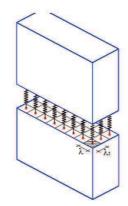
Nota 4-91 - PANTO' B., "La modellazione sismica degli edifici in muratura. Un approccio innovativo basato su un macro-elemento spaziale", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2007, pag. 92.

Nota 4-92 - PANTO' B., cit., pag. 93.

Nota 4-93 - PANTO' B., cit., pag. 94.

ribaltamento della parete (Fig. 4-**42**). Tuttavia tali fenomeni fessurativi possono essere colti solo in corrispondenza degli elementi di interfaccia, e appare quindi evidente che nello studio del comportamento fuori-piano, più che nel piano, l'efficacia della modellazione risulta condizionata alla *mesh* impiegata nella discretizzazione della struttura. Tale circostanza è dovuta al fatto che una maggiore discretizzazione della *mesh* consente di ampliare il dominio di ammissibilità cinematica dei meccanismi di primo modo potenzialmente attivabili.<sup>94</sup>





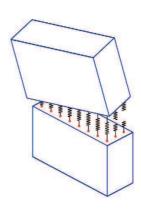


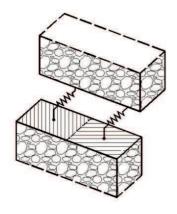
Fig. 4-**41** - Meccanismo di ribaltamento fuoripiano in flessione retta.<sup>94</sup>

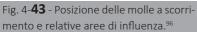
Fig. 4-**42** - Suddivisione ideale della sezione degli elementi in file multiple di molle e modellazione di un pannello soggetto sia ad azioni nel piano e fuoripiano.<sup>94</sup>

Le molle ortogonali alle interfacce piane hanno il compito di regolare la risposta flessionale del pannello sia nel piano che fuori piano. Tuttavia, essendo il pannello dotato di tutti i gradi di libertà da moto rigido nello spazio, occorre introdurre delle molle non-lineari destinate al controllo dei meccanismi di scorrimento fuori piano del pannello. Pertanto in ogni interfaccia sono state inserite due molle contenute nel piano dell'interfaccia e dirette trasversalmente rispetto alla muratura, come mostrato in Fig. 4-43. Tali molle non-lineari controllano i meccanismi di scorrimento fuori-piano e sono state poste con un rientro pari ad L/4 rispetto agli estremi dell'interfaccia.

È evidente che l'inserimento di due molle a scorrimento fuori-piano consente anche la simulazione dello scorrimento torsionale attorno all'asse ortogonale all'interfaccia. Nella Fig. 4-**44** sono rappresentati degli schemi meccanici relativi al comportamento tridimensionale delle interfacce, separando per comodità il comportamento flessionale da quello a scorrimento.<sup>96</sup>

A partire dai singoli elementi che compongono un quadrilatero articolato, è possibile non solo simulare il comportamento del singolo concio di muratura, ma anche quello di un'intera struttura ottenuta





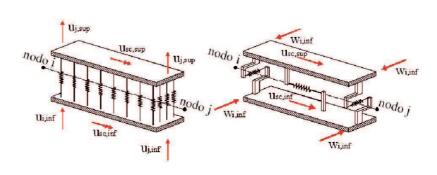


Fig. 4-**44** - Modelli meccanici equivalenti e parametri lagrangiani delle interfacce tridimensionali; comportamento flessionale e comportamento a scorrimento.<sup>96</sup>

discretizzandola mediante una mesh di macro-elementi interagenti tra loro mediante tali interfacce discrete, come mostrato di seguito in Fig. 4-45.96

A seguire sono riportate, anche per il modello spaziale, le tipologie di interazioni introdotte nel modello. In particolare sono stati considerati l'interazione con gli orizzontamenti e gli ammorsamenti tra pareti, il cui ruolo è fondamentale nella descrizione dei meccanismi di primo modo.

#### Interazione tra le pareti e gli impalcati

Per la modellazione dei meccanismi di interazione tra i pannelli ed elementi quali impalcati, cordoli, architravi ecc..., sono state introdotte delle interfacce che presentano una diversa disposizione delle molle non-lineari. Tali interfacce simulano rispettivamente l'interazione flessionale (Fig. 4-45) e quella a scorrimento (Fig. 4-46). La caratteristica comune ad entrambe le tipologie è quella di possedere dei nodi aggiuntivi che consentono la simulazione dei meccanismi di interazione con gli elementi esterni.97

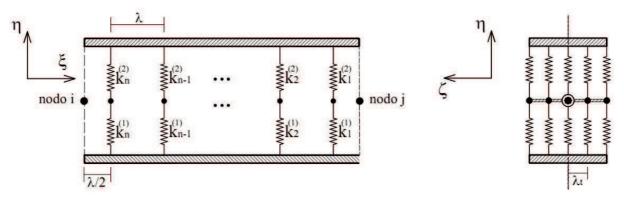


Fig. 4-45 - Schema statico dell'interfaccia per la simulazione dell'interazione flessionale: comportamento nel piano (a sinistra) e comportamento fuoripiano (a destra).97

Come per il modello piano, i diaframmi possono essere rigidi o deformabili. La principale differenza, rispetto al caso piano, è che in questo caso la cinematica degli elementi consente di simulare il meccanismo di scorrimento tra il diaframma e i pannelli mediante l'introduzione di una interfaccia che ne coglie l'interazione a scorrimento.98

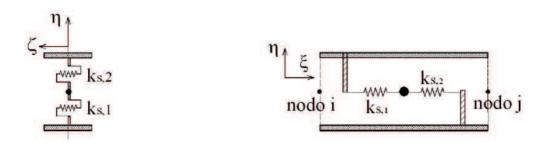


Fig. 4-46 - Schema delle molle a scorrimento: nel piano (a destra) e fuoripiano (a sinistra).98

Nota 4-94 - PANTO' B., "La modellazione sismica degli edifici in muratura. Un approccio innovativo basato su un macro-elemento spaziale", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2007, pag. 95.

Nota 4-95 - PANTO' B., cit., pag. 96.

Nota 4-**96** - PANTO' B., cit., pag. 97.

Nota 4-97 - CANNIZZARO F., "Un nuovo approccio di modellazione della risposta sismica degli edifici storici", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2011, pag. 109.

Nota 4-98 - CANNIZZARO F., cit., pag. 110.

#### Interazione tra le pareti in corrispondenza degli angoli

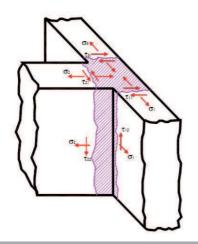
Un'altra importante tipologia di interazione da prendere in considerazione nella modellazione di edifici tridimensionali è quella tra pareti confluenti nelle medesime zone d'angolo (cantonali) o più in generale nei punti di intersezione tra due o più pareti. Tale interazione, in genere, viene resa possibile dalla stessa tessitura muraria tramite degli elementi sufficientemente ammorsati in ciascuna parete e disposti a filari alterni. 99

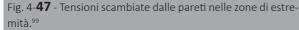
Dal punto di vista meccanico, in corrispondenza di un punto di intersezione, è possibile distinguere tante giaciture significative quante sono le pareti convergenti nell'intersezione. In corrispondenza di ognuna di esse si avranno tensioni normali e tangenziali orientate in qualsiasi direzione. I possibili fenomeni di degrado in corrispondenza delle zone di intersezione consistono nell'apertura di fessure, schiacciamenti della muratura, o possibili scorrimenti (Fig. 4-**47**).<sup>99</sup>

Per la modellazione degli ammorsamenti in corrispondenza di una intersezione tra due o più pareti vengono inseriti degli elementi rigidi detti elementi speciali d'angolo. Si tratta di elementi monodimensionali che possono essere orientati in maniera arbitraria nello spazio tridimensionale, e possono essere connessi ad un numero qualsiasi di altri elementi mediante interfacce tridimensionali.<sup>100</sup>

La Fig. 4-**48** riporta la modellazione di una intersezione in cui tre pannelli appartenenti a pareti differenti vengono collegati mediante l'interposizione di un elemento d'angolo e tre interfacce. In generale verranno inserite tante interfacce quanti sono i pannelli e ciascuna interfaccia apparterrà al piano della parete del pannello connesso.<sup>100</sup>

Gli elementi d'angolo sono pensati per modellare fisicamente la zona di muratura interclusa tra le pareti, comportandosi come corpi rigidi interagenti con i pannelli mediante interfacce analoghe a quelle descritte sinora.<sup>100</sup>





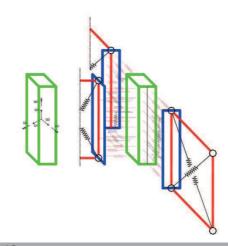


Fig. 4- 48 - Modellazione di una intersezione tra tre pannelli murari.  $^{100}$ 

# 4.8 Studio del comportamento non lineare di edifici storici

A causa dell'elevata complessità geometrica degli edifici storici, dell'incertezza legata alla determinazione dei parametri meccanici, e alla carenza di strumenti di calcolo non lineare efficienti anche in caso di edifici di grosse dimensioni, lo studio del comportamento non lineare di queste tipologie strutturali risulta ancora oggi oggetto di avanzate ricerche nel campo della modellazione numerica.

La scelta dello strumento di calcolo risulta determinante al fine di poter cogliere un comportamento strutturale realistico. Spesso queste tipologie strutturali sono caratterizzate dall'assenza di comporta-

mento scatolare, e dalla presenza di strutture spingenti (archi, volte e cupole). Queste ed altre peculiarità rendono la simulazione del loro comportamento non lineare con uno dei modelli semplificati disponibili in letteratura inattendibile o, in alcuni casi, priva di significato. Ciò è dovuto alle ipotesi semplificative, come quella di comportamento rigido degli orizzontamenti o quella di comportamento piano delle pareti murarie, che gli approcci semplificati in genere introducono. Risultano pertanto significativi gli studi su edifici storici, in particolare quelli di culto, mirati alla determinazione del comportamento sismico globale di tali strutture.

Le applicazioni presenti in letteratura riguardano soprattutto le chiese (Betti e Vignoli, 2008), ma anche edifici storici quali torri (Carpinteri et al., 2005) e palazzi (Mallardo et al. 2007) e impiegano generalmente modelli solidi, a causa del fatto che tali strutture esibiscono generalmente spessori significativi. Vengono spesso condotte analisi lineari su modelli globali (Aras et al., 2011), e analisi non lineari su modelli locali di dettaglio. 101

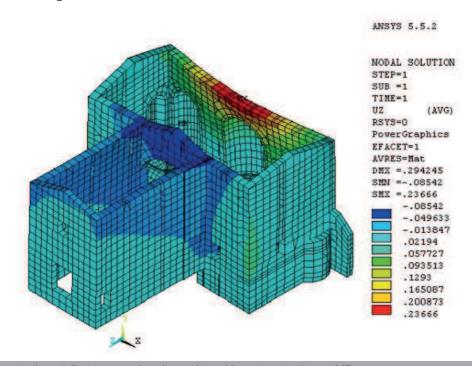


Fig. 4-49 - Esempio di modellazione completa di una chiesa (da Beti e Vignoli, 2008). 101

Nota 4-100 - CANNIZZARO F., cit., pag. 111.

Nota 4-**101** - CANNIZZARO F., cit., pag. 114.

# **Capitolo 5**

# Approccio alla modellazione degli edifici in muratura di pietra della Val d'Ossola

Come si è potuto vedere nei capitoli precedenti, la caratterizzazione della risposta di un edificio in muratura di pietra soggetto ad azioni sismiche non è ancora stata ben studiata e sviluppata. In particolare si è visto come i vari aspetti costruttivi condizionano in modo rilevante il comportamento globale della struttura sia in termini di resistenza ultima che in termini di meccanismi di collasso.

La maggior parte del territorio della Val d'Ossola è caratterizzata da una tipologia edilizia piuttosto omogenea, che deriva dall'evoluzione nel tempo dall'antichissimo genere degli edifici di pietra con copertura di pietra; costruzioni di struttura volumetrica piuttosto semplice, di solito parallelepipedi; sistemi di copertura costituiti da travi di legno e manto di *piode* di spessore variabile a seconda della disponibilità locale di materiale.

Le murature possono essere a secco o legate debolmente con malte magre, realizzate con pietra locale e rivestite in alcuni casi con intonaco protettivo. Le tipologie presenti in Ossola sono:

- muratura di pietra a vista;
- muratura con riempimento dei giunti con calce idrata;
- muratura intonacata.

La muratura degli edifici storici è realizzata con la posa di pietre a corsi più o meno regolari, di differenti dimensioni, squadrate o grezze a seconda della qualità del materiale e della tipologia di edificio. Lo spessore delle murature perimetrali degli edifici abitativi o rurali oscilla tra i 50 e i 70 centimetri, tradizionalmente le pietre sono posate a secco e solo sporadicamente sono legate con la calce. Come è stato precedentemente esposto (§ 1.4.2), nel territorio ossolano sono state definite le caratteristiche di quattro grandi insiemi di tipologie murarie, così classificate:

• A) murature con blocchi squadrati accuratamente lavorati, caratterizzate da piani di posa orizzontali ben delineati e regolari, con sfalsamento dei giunti verticali;

- B) murature con blocchi sbozzati (semi lavorati) da pietra a spacco con le seguenti varianti:
  - B.1) murature connotate dalla presenza di grandi cantonali più o meno rifiniti, nelle quali la tessitura intermedia (tra i cantonali) è stata eseguita con elementi più piccoli a spacco. I piani di posa orizzontali sono normalmente bene individuabili;
  - B.2) murature con piani orizzontali bene individuabili ma senza la presenza di più grosse pietre angolari o "cantonali";
  - B.3) murature con blocchi a spacco di dimensioni e forme non regolari, con piani di posa orizzontali abbastanza evidenti, sebbene non sempre ben regolari;
- C) muratura costruita con blocchi cantonali semilavorati, più regolari negli spigoli che in prossimità delle aperture; il paramento murario è abbastanza eterogeneo, è realizzato con pietre di più piccola dimensione rispetto alle categorie precedenti, anche con l'impiego di scaglie e di elementi derivanti dalla lavorazione di pietre più grandi;
- D) muratura realizzata con blocchi a spacco o "trovanti" eterogenei, per forma e per dimensione; i blocchi non appaiono lavorati, bensì utilizzati tal quali dall'estrazione. La muratura non ha, in genere, dei corsi orizzontali facilmente individuabili. Delle tipologie di marature presenti è la meno raffinata e dal punto di vista statico, la meno affidabile.

# 5.1 Il "comportamento scatolare" degli edifici di pietra in Val d'Ossola

Nello studio di un edificio in muratura è fondamentale un attento esame delle caratteristiche meccaniche e costruttive di ciascun elemento che compone la costruzione. L'edificio può essere convenzionalmente suddiviso in pareti verticali (maschi murari) ed orizzontamenti (§ 3.1).

La tessitura muraria risulta solitamente ben ammorsata nello spessore, con diatoni diffusi. Solo nelle costruzioni più importanti le pietre sono accuratamente sbozzate o riquadrate, infatti, il loro grado di lavorazione diminuisce col diminuire della rilevanza della costruzione.

I solai costituiscono un elemento essenziale perché sono il principale elemento che influenza il comportamento globale della struttura. La presenza di orizzontamenti collegati efficacemente ai muri perimetrali serve a garantire un comportamento "scatolare" dell'edificio. Negli edifici storici è frequente l'uso di solai in legno o di volte; la prima tipologia in molti casi riesce a garantire un ammorsamento sufficiente soltanto in corrispondenza delle pareti su cui risultano caricati i solai, le pareti non direttamente caricate dai solai risultano invece ammorsate alla struttura soltanto in corrispondenza dei cantonali; la presenza di orizzontamenti costituiti da strutture voltate in genere può garantire un comportamento scatolare in condizioni sismiche soltanto se la spinta derivante azioni orizzontali delle volte risulta contrastata dalla presenza di catene, altrimenti la presenza di strutture spingenti può, in alcuni casi, favorire il ribaltamento fuori piano delle pareti su cui risultano ordite le volte.

La resistenza sismica di un edificio in muratura, il cui comportamento si può ritenere scatolare, è prevalentemente associata alla rigidezza, alla resistenza e alla duttilità delle pareti nel proprio piano, in quanto i meccanismi di ribaltamento delle pareti fuori piano (detti meccanismi di primo modo) risultano, in genere, impediti dalla presenza di cordoli di piano o di catene. In assenza di cordoli di piano e/o di incatenamenti sufficienti a garantire un comportamento d'insieme delle pareti, le principali cause del collasso strutturale in seguito ad eventi sismici sono dovute all'innescarsi dei meccanismi di primo modo, che determinano collassi di porzioni anche significative dell'edificio.

Tale concezione strutturale del patrimonio storico diffuso della Val d'Ossola (geometrie semplici, solai lignei o volte di pietra, coperture con struttura portante di legno e manto di *piode* molto pesanti) corrisponde al "comportamento scatolare" e fornisce al fabbricato un'ottima resistenza d'insieme. Nella

valutazione della vulnerabilità sismica e nella definizione di un modello strutturale per la simulazione della risposta dinamica in ogni caso non bisogna prescindere da un attenta analisi della tipologia muraria e dei particolari costruttivi allo scopo di individuare le possibili cause di innesco di meccanismi locali di danno che negli edifici storici sono, in genere, la prima causa di collasso strutturale.

#### 5.1.1 Le influenze delle caratteristiche delle murature sul "comportamento scatolare"

La muratura, in generale, è un manufatto composito le cui principali caratteristiche sono la disomogeneità, l'anisotropia, il diverso comportamento a compressione e a trazione, la non linearità nel legame sforzi-deformazioni. Pertanto la muratura, come aggregato di diversi componenti, risulta spesso di difficile definizione meccanica. È solo possibile schematizzarla con una resistenza a compressione e modulo elastico quanto mai vari, scarsissima duttilità e resistenza a trazione.

La tabella C8A.2.1 della Circolare 617 del 2 febbraio 2009 (§ 3.1.1, Tab. 3-1) fornisce alcuni valori di riferimento che possono essere adottati nelle analisi in funzione della tipologia muraria dell'edificio in esame. Per quanto riguarda la particolare tessitura muraria della pietra a secco, si può presupporre una più che buona resistenza a compressione in considerazione dei pesanti elementi lapidei che la compongono, ma nulla si conosce a livello quantitativo riguardo il comportamento a taglio e pressoflessione nel piano. Inoltre, la difficile quantificazione delle caratteristiche meccaniche delle singole murature presenti nel medesimo fabbricato e l'accumulo di danni conseguenti a decenni di abbandono rendono quanto mai problematica l'analisi dell'affidabilità nelle verifiche statiche.

La maggior parte delle murature ossolane è costruita con pietre a secco disposte regolarmente con giunti verticalmente sfalsati e comprendono la presenza fondamentale di elementi ortostati e di diatoni trasversali. I vuoti tra le pietre sono spesso riempiti con piccole zeppe lapidee. Gli spigoli sono rinforzati con i cantonali per garantire maggior rigidezza lungo le fondamentali intersezioni tra le pareti perimetrali ortogonali, ai fini di un buon comportamento scatolare dell'intero fabbricato. Tuttavia alcune tipologie murarie non risultano eseguite a regola d'arte e denotano una sezione multistrato dove i due paramenti murari sono slegati essendo assenti i diatoni trasversali. Queste sezioni risultano particolarmente vulnerabili in corrispondenza di azioni orizzontali fuori dal proprio piano poichè tendono a disgregarsi in modo caotico e non è assolutamente garantito l'auspicabile comportamento monolitico che la parete deve dimostrare per garantire resistenza sia nel proprio piano che fuori dal proprio piano.

# 5.2 I meccanismi di danno classici dei pannelli murari

Il collasso delle costruzioni di muratura avviene in genere per perdita di equilibrio di porzioni strutturali piuttosto che per il raggiungimento della tensione di rottura del materiale. In campo sismico si distinguono due differenti modalità di danneggiamento, la cui attivazione dipende molto dal grado di comportamento scatolare dell'edificio.

I meccanismi di danno di I modo si innescano nelle pareti murarie investite da azioni sismiche ortogonali che tendono a produrne il ribaltamento; questo avviene quando tali pareti non sono sufficientemente legate a quelle ortogonali o quando la mancata azione di diaframma rigido del solaio comporta un valore molto elevato di azione sismica ortogonale, incompatibile con la resistenza della parete investita. La vulnerabilità sismica dell'edificio risulta fortemente condizionata dai meccanismi di danno di I modo, molto frequenti e responsabili di dissesti rovinosi.

I meccanismi di II modo interessano invece le pareti sollecitate da azioni sismiche complanari. si innescano facilmente ma in genere comportano valori di moltiplicatore di collasso elevati. il muro lesionato dall'azione orizzontale agente nel suo piano scorre su se stesso o ruota rispetto ad un punto di cerniera per effetto dell'azione sismica. per evitare che i meccanismi di II modo siano rovinosi è necessario che la tessitura muraria possieda un regolare ammorsamento trasversale. Se il muro è eseguito secondo le regole dell'arte, tale modalità di danno può essere definita duttile e le lesioni nelle pareti murarie possono raggiungere la larghezza di diversi centimetri, senza produrre pericolose perdite di equilibrio

#### 5.2.1 I meccanismi di danno di I Modo (pannelli murari sollecitati fuori dal proprio piano)

Un pannello murario libero soggetto a forze fuori dal proprio piano presenta meccanismi di collasso di tipo ribaltante. Si ha cioè una perdita di capacità portante a causa dell'apertura di fessure dovute al carattere monolatero della muratura. Le deformazioni plastiche, che accompagnano tali meccanismi, sono molto contenute pertanto l'energia dissipata da una parete sollecitata fuori piano risulta alquanto modesta (§ 3.4).

I meccanismi di ribaltamento fuori dal proprio piano costituiscono il punto di maggiore vulnerabilità delle costruzioni in muratura, tanto che nei trattati storici (il più famoso il trattato di Rondelet [¹]) si trova il tentativo di fissare regole pratiche per determinare la giusta geometria delle pareti murarie al fine di garantire la stabilità nei confronti del ribaltamento. Il ribaltamento spesso non coinvolge tutta la parete ma una sua porzione. La forma del meccanismo di ribaltamento che si innesca dipende dalla snellezza del muro (rapporto tra spessore e altezza), dall'intensità e dai punti di applicazione dei carichi applicati, e dalla presenza o meno di pareti ortogonali sufficientemente ammorsate.

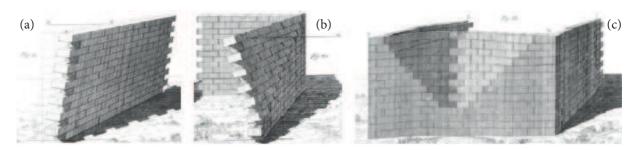


Fig. 5-1 - I tre meccanismi di Rondelet: (a) parete isolata, (b) parete vincolata da un lato e (c) parete doppiamente vincolata.

Il primo meccanismo, tipico di pareti isolate, prevede una rotazione attorno a una cerniera cilindrica orizzontale che si forma alla base del pannello murario (Fig. 5-1a). Gli altri due meccanismi, attivati in pareti che sono efficacemente ammorsate ad altre pareti ortogonali, presentano cerniere cilindriche oblique, rispettivamente lungo la diagonale della parete nel secondo meccanismo (Fig. 5-1b) e tali da isolare una porzione triangolare superiore nel terzo (Fig. 5-1c).

#### 5.2.2 I meccanismi di danno di II Modo (pannelli murari sollecitati nel proprio piano)

I meccanismi di collasso di un pannello murario sollecitato nel proprio piano sono essenzialmente di tre tipi: schiacciamento/ribaltamento, rottura a taglio per scorrimento, rottura a taglio per fessurazione diagonale (§ 3.3).

Dal punto di vista del quadro fessurativo tali meccanismi risultano molto diversi tra loro: Nel caso di collasso per flessione le fessure sono concentrate in corrispondenza delle sezioni estreme incastrate, in prevalenza si assisterà a fessure per trazione, più rari i fenomeni di plasticizzazione per compressione (Fig. 5-2a). Nel caso di rottura per fessurazione diagonale si assisterà alla formazione di due evidenti fessure diagonali (Fig. 5-2b). Infine nel caso di collasso per scorrimento le fessure si concentreranno lungo i giunti di posa degli elementi lapidei (Fig. 5-2c).

#### a) Meccanismo di schiacciamento/ribaltamento

Le forze orizzontali agenti sul pannello murario inducono un momento flettente che varia linearmente lungo l'altezza della parete. Questo produce tensioni normali di compressione e di trazione. Tali sollecitazioni risultano massime in corrispondenza delle sezioni di estremità della parete. Se le tensioni di compressione superano la resistenza a compressione della muratura si verifica uno schiacciamento in corrispondenza della parte compressa della sezione trasversale della parete. Pur non pervenendo allo schiacciamento della muratura, può verificarsi il ribaltamento del pannello a causa della progressiva parzializzazione della sezione che porta l'asse neutro in prossimità del bordo compresso con un progressivo degrado della rigidezza fino all'incapacità di sostenere ulteriori incrementi di carico.

Per quanto riguarda il meccanismo di schiacciamento, la formulazione di un criterio di rottura risulta abbastanza semplice (pag. 3-14).

#### b) Meccanismo di rottura a taglio per fessurazione diagonale

Il meccanismo di rottura a taglio per fessurazione diagonale si realizza quando le sollecitazioni di taglio provocano la formazione di fessure diagonali che partono dalla zona centrale del pannello per poi estendersi. La formazione di tali fessure si determina in corrispondenza delle direzioni principali cui corrispondono le massime tensioni di compressione, in quanto alla direzione ortogonale sono associate le trazioni massime. Uno dei criteri presenti in letteratura per valutare la capacità ultima a taglio di una pareteè stato proposto da Magenes e Calvi [2] (pag. 3-15).

#### c) Meccanismo di rottura per scorrimento

Il meccanismo di rottura per scorrimento si realizza in seguito alla formazione di piani di scorrimento lungo i giunti di posa degli elementi lapidei. Il criterio di rottura tradizionalmente utilizzato è quello di Mohr-Coulomb (pag. 3-17).

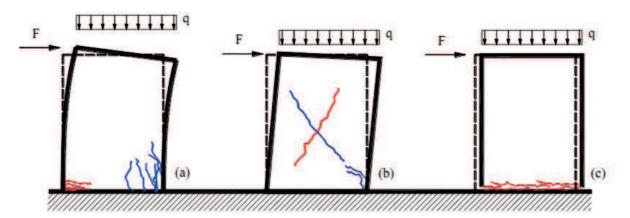


Fig. 5-2 - Principali meccanismi di collasso dei pannelli murari sollecitati nel proprio piano: (a) rottura per schiacciamento/ ribaltamento, (b) rottura a taglio per fessurazione diagonale e (c) rottura per scorrimento.<sup>3</sup>

Nota 5-1 - RONDELET J., "Trattato teorico pratico dell'arte di edificare" sezione IV del volume IX "Teoria delle costruzioni-Regole relative alla stabilità", Mantova, F.lli Negretti, 1834.

Nota 5-2 - MAGENES G., CALVI G. M., "In-plane seismic response of brick masonry walls", Earthquake engineering & structural dynamics, vol. 26, pag. 1091-1112, 1997.

Nota 5-3 - PANTO' B., "La modellazione sismica degli edifici in muratura. Un approccio innovativo basato su un macro-elemento spaziale", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2007, pag. 30.

## 5.3 La modellazione strutturale degli edifici in muratura di pietra

La capacità di un edificio di resistere alle azioni sismiche dipende, oltre che dalla resistenza, dalla capacità della struttura di subire un danneggiamento senza che si determini il collasso strutturale. La dissipazione energetica associata al danneggiamento dipende dal tipo di meccanismo di danno che si genera. Per gli edifici il cui comportamento può ritenersi scatolare, al danneggiamento è in genere associata una significativa dissipazione di energia; per gli edifici in cui il collasso è associato a meccanismi di primo modo, la dissipazione di energia è generalmente piuttosto modesta.

La modellazione numerica della risposta sismica di edifici in muratura, e in particolare delle strutture storiche, risulta estremamente complessa dovendo questa simulare numericamente comportamenti reali che risultano governati da grandezze fisiche difficilmente valutabili (come ad esempio la resistenza a trazione da attribuire al solido murario). I vari metodi proposti comprendono da un lato soluzioni rigorose e di dettaglio difficilmente applicabili ad edifici al vero, dall'altro approcci semplificati che mirano alla valutazione della risposta globale sia in campo statico che dinamico. Risultano così individuati i due principali ambiti metodologici per lo studio del comportamento sismico di edifici storici, o più in generale, di edifici in muratura di pietra:

- · approccio rigoroso;
- approccio semplificato.

In termini di modellazione si possono utilizzare le seguenti tipologie:

- modelli agli elementi finiti non-lineari;
- modelli agli elementi di contorno;
- modelli agli elementi distinti;
- modelli discreti o macro-modelli.

Per ciascuna di queste modellazioni risultano applicabili le seguenti tipologie di analisi non-lineare:

- analisi statica incrementale o *push-over*;
- analisi dinamica incrementale;
- analisi limite.

#### 5.3.1 Difficoltà nella modellazione delle strutture murarie di pietra

A differenza delle strutture in calcestruzzo armato o in acciaio, le cui caratteristiche dipendono in maniera quasi esclusiva dalle proprietà dei materiali componenti, in quelle in muratura le tecniche costruttive giocano un ruolo fondamentale per la determinazione del comportamento meccanico del solido murario. Dopo avere individuato la tipologia muraria, l'indicazione dei parametri meccanici da utilizzare richiede un serio impegno poiché, a causa di differenti metodologie costruttive o in presenza di diffetti locali, si possono avere notevoli differenze. L'incertezza legata all'individuazione dei parametri meccanici della muratura in molti casi vanifica gli sforzi associati alla realizzazione di modellazioni molto evolute.

Nello studio sismico delle strutture in muratura diviene di fondamentale importanza una modellazione globale dell'organismo strutturale. Modellazioni di tipo semplificate nelle quali vengono considerate singole pareti o singoli componenti strutturali possono fornire utili indicazioni in termini di resistenza ma non consentono una semplice valutazione del comportamento duttile dell'intero organismo strutturale in occasione di eventi sismici. Il grado di dettaglio della modellazione deve essere il giusto compromesso tra oneri computazionali e precisione dei risultati che ci si propone di ottenere.

## 5.4 Metodo agli elementi finiti non-lineari

L'approccio agli elementi finiti non-lineari è certamente il più versatile nell'ambito degli approcci più accurati disponibili in letteratura. È basato sulla descrizione di elementi finiti (piani o solidi) ai quali vengono associati legami costitutivi con diverso comportamento a trazione (limitata o nulla) e a compressione. I differenti approcci di modellazione per la simulazione del comportamento della muratura mediante elementi finiti non-lineari, possono essere suddivisi in due classi di modellazione:

- modelli continui (o "macro-models"), in cui viene utilizzato un unico elemento finito per rappresentare il comportamento della muratura pensata come solido omogeneo;
- modelli discontinui (o "*micro-models*"), in cui vengono discretizzati in maniera distinta gli elementi lapidei della muratura e i giunti di malta (se presente).

I modelli continui si avvalgono di tecniche di omogeneizzazione allo scopo di poter definire un continuo equivalente alla tessitura muraria. In pratica vengono individuati dei moduli ricorrenti e stabilite delle caratteristiche equivalenti al singolo modulo che può pertanto essere modellato come un continuo. Nei modelli discontinui, invece, ogni componente viene modellato separatamente, e a ciascuno vengono attribuite le corrispondenti proprietà costitutive. La micro-modellazione richiede un onere computazionale estremamente elevato tale da renderla inapplicabile per la simulazione della risposta non lineare di interi edifici. Per le loro peculiari caratteristiche i modelli continui sono orientati alla modellazione di interi edifici, mentre quelli discontinui sono rivolti a modellazioni di dettaglio.

#### 5.4.1 Modelli continui

Se risulta individuabile una disposizione regolare dei mattoni le tecniche di omogeneizzazione rappresentano un potente strumento per l'analisi strutturale. In questo caso viene introdotto un unico elemento finito, che ha il compito di simulare il comportamento globale del materiale "muratura". Esistono due metodologie principali per la definizione di un modello continuo, entrambe basate sull'individuazione di una cella base. Il primo è basato sulla taratura del modello continuo mediante modellazioni di dettaglio o sperimentazioni dirette condotte esclusivamente sulla cella elementare. La definizione delle caratteristiche equivalenti del modello continuo avviene quindi elaborando tali dati. Tale approccio è sicuramente il più accurato tra i due, ma non consente di ottenere le proprietà da attribuire all'equivalente continuo in una forma chiusa. Il secondo approccio consiste nella semplificazione della geometria della cella, allo scopo di individuare delle soluzioni per l'omogeneizzazione in forma chiusa. Tale approccio, sebbene approssimato, è di più immediata interpretazione e pertanto più diffuso (§ 4.3.1).

#### 5.4.2 Modelli discontinui

I modelli discontinui consistono nella modellazione separata delle pietre, dei giunti di malta e dell'interfaccia pietra-malta o pietra-pietra (a seconda che sia presente o meno la malta), adottando per ciascuna di tali componenti un'appropriata legge costitutiva. Questo approccio restituisce risultati molto accurati soprattutto a livello locale. La scelta della *mesh* e la conseguente disposizione degli elementi può seguire diversi criteri; ad esempio una *mesh* che riproduce fedelmente la tessitura muraria con gli elementi e i giunti di malta disposti secondo la reale distribuzione. Tutti questi modelli vengono tuttavia applicati in un ambito estremamente ristretto, poiché l'altissimo dettaglio con cui vengono modellati gli elementi in muratura comporta un restringimento del campo di impiego; pertanto le applicazioni sono in genere rivolte alla simulazione di prove di laboratorio condotte su piccoli pannelli murari (§ 4.3.2).

#### 5.4.3 Legami costitutivi

Un aspetto caratteristico dei modelli con elementi finiti è associato alla definizione del legame costitutivo che deve riprodurre il comportamento fratturante del solido murario. In letteratura vi sono numerosi legami appositamente studiati per la simulazione del comportamento meccanico dei solidi murari, caratterizzato da una esigua resistenza a trazione.

Il modello sviluppato da Gambarotta e Lagomarsino [4] (§ 4.3.3.1), utilizzabile esplicitamente per la modellazione della muratura in mattoni, può essere impiegato, con le dovute modifiche, per le murature di pietra. Si consideri un continuo omogeneo e ortotropo, con degrado delle caratteristiche meccaniche che può avvenire lungo dei piani di danneggiamento individuati dalla direzione dei giunti di malta orizzontali. Tale degrado può essere dovuto o al danno causato dal progressivo distacco dei giunti, o allo schiacciamento degli elementi lapidei o al danno legato agli scorrimenti lungo gli stessi giunti. Il grado di danneggiamento viene caratterizzato da una variabile scalare ( $\alpha$ ) che evolve, durante l'analisi, dal valore iniziale zero (materiale integro) fino al valore uno che caratterizza le condizioni di rottura del materiale. Le caratteristiche elastiche del modello continuo omogeneizzato vengono definite partendo dalle caratteristiche elastiche delle pietre e della malta.

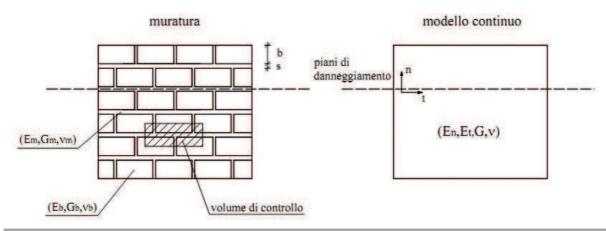


Fig. 5-3 - Muratura reale e modello continuo equivalente omogeneizzato (comportamento elasto-ortotropo).5

# 5.5 Metodo agli elementi di contorno

Il metodo agli elementi di contorno, o *Boundary Element Method* (BEM), consiste nella discretizzazione del contorno dell'elemento strutturale. Esso è stato inizialmente proposto con riferimento a problemi geotecnici, ed è stato successivamente esteso a quelli strutturali. L'estensione al campo non lineare di questo metodo ha consentito di studiare la propagazione della frattura e il comportamento di materiali fragili come il calcestruzzo. Tuttavia rimangono molto limitate le applicazioni al campo delle strutture murarie. Esistono poi degli approcci ibridi, che combinano l'uso degli elementi di contorno con quello degli elementi finiti.

# 5.6 Metodo agli elementi discreti/distinti

Uno dei metodi di modellazione che si è imposto per la modellazione di strutture in muratura, vista anche l'eterogeneità nei materiali, è il metodo degli elementi distinti (o discreti). Altri nomi utilizzati per il medesimo approccio sono *rigid block analysis* e *discontinous deformation analysis*.

L'approccio è applicabile a tutti quei sistemi che possono essere considerati come assemblaggio di elementi (o blocchi), in genere rigidi, interagenti tra loro. Sia sul comportamento meccanico degli ele-

menti distinti, che sul tipo di interazione sono state proposte molte soluzioni, mentre dal punto di vista cinematico in genere viene assunta l'ipotesi di grandi spostamenti. Solitamente blocchi contigui vengono fatti interagire con vincoli di contatto di tipo unilatero, non reagenti a trazione ed elastici (o elasto-plastici) a compressione, mentre lo scorrimento è generalmente di tipo attritivo. Nell'utilizzo classico del metodo non viene prevista nessuna omogeneizzazione o alterazione della reale tessitura muraria che nel modello viene fedelmente riprodotta (§ 4.5).

Dal punto di vista dell'onere computazionale, considerare i blocchi come elementi rigidi si traduce in una notevole riduzione dei gradi di libertà del sistema. Tuttavia, tali modelli risultano spesso caratterizzati da un numero elevato di elementi per cui richiedono tempi di elaborazione importanti.

Tuttavia, il metodo degli elementi distinti sembra adattarsi meglio alla tipologia strutturale della muratura a blocchi squadrati con dimensioni rilevanti; una tipologia costruttiva cioè di tipo storico. Tale predisposizione è dovuta alla circostanza singolare derivante dal fatto che in strutture del genere il numero di elementi risulta, comunque, relativamente contenuto, e l'estrema regolarità della tessitura muraria rende possibile una modellazione realistica della struttura. Esistono tuttavia delle applicazioni anche con riferimento a murature a tessitura irregolare: in questo caso gli elementi lapidei sono modellati come corpi rigidi mentre elementi di contatto deformabili dotati di coesione ed attrito simulano il comportamento dei giunti di malta.

#### 5.6.1 | Rigid Body Spring Models (RBSM)

Allo scopo di ridurre i gradi di libertà in gioco nella modellazione ad elementi discreti degli edifici in muratura, Casolo (2004) propose un modello semplificato per la simulazione del comportamento strutturale di pareti piane in muratura basato sullo schema meccanico dei corpi rigidi interagenti tra loro mediante molle. Ciascun pannello murario è modellato mediante una mesh arbitraria di elementi rigidi piani di forma quadrata, connessi gli uni con gli altri da due molle ortogonali e una molla a taglio su ciascun lato (§ 4.5.1). In particolare le rigidezze delle molle flessionali vengono tarate con riferimento ai

carichi di tipo assiale, le molle a scorrimento facendo riferimento al carico tagliante, ed infine mediante i carichi di tipo flettente vengono determinati gli interassi secondo cui disporre le molle flessionali. Il tipo e la geometria della tessitura muraria intervengono così nella determinazione dei parametri meccanici degli elementi discreti condizionando il comportamento della cella elementare. In questo modo il modello discreto conserva una memoria della tessitura originale. Tale modello differisce in modo sostanziale dai comuni modelli agli elementi distinti e assume alcuni aspetti salienti di un modello agli elementi finiti, ad esempio l'utilizzo di elementi quadrati in sostituzione della reale disposizione degli elementi.

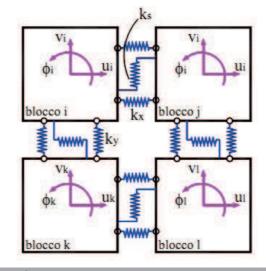


Fig. 5-4 - Schema del modello discreto proposto da Casolo, particolare del modulo base.<sup>6</sup>

Nota 5-4 - GAMBAROTTA L., LAGOMARSINO S., "Damage models for the seismic response of brick masory shear walls. Part II: The continuum model and its application", 1996, Earthquake engineering and structural dynamic, vol. 26, pag 440-462. Nota 5-5 - CANNIZZARO F., "Un nuovo approccio di modellazione della risposta sismica degli edifici storici", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2011, pag. 28.

Nota 5-6 - CANNIZZARO F., cit., pag. 47.

### 5.7 Modelli discreti o macro-modelli

Gli approcci semplificati per la modellazione di edifici in muratura mirano ad una sostanziale riduzione dell'onere computazionale essendo basati su una modellazione discreta in cui l'elemento base è concepito per modellare una porzione finita di muratura. L'intera struttura viene ottenuta per assemblaggio di macro-elementi e si ottiene così un modello globale dell'edificio su cui possono essere effettuate analisi statiche e dinamiche non-lineari. Il principale vantaggio che offre tale approccio è quello di ridurre considerevolmente l'onere computazionale dell'analisi rispetto alla modellazione agli elementi finiti. Le maggiori difficoltà che si riscontrano nello sviluppo di un modello a macro-elementi (o macromodello) risiedono nelle procedure di taratura dei parametri che lo caratterizzano.

Nell'ambito dello studio del comportamento sismico di edifici in muratura a comportamento scatolare, allo stato attuale, questo approccio sembra quello ottimale. Prima di tutto bisogna fare un'importante distinzione tra:

- modelli a telaio;
- modelli piani.

Nei modelli a telaio (§ 4.7.1) ogni parete muraria dell'edificio viene schematizza attraverso un telaio equivalente costituito da elementi rigidi connessi ad aste il cui legame costitutivo è non lineare. Tali metodi si applicano a strutture murarie con distribuzione regolare di aperture, in cui sono facilmente riconoscibili i maschi murari collegati a fasce di piano tramite una porzione di muratura compresa tra i due. Sia i maschi murari che le fasce di piano vengono modellati con elementi monodimensionali; alle estremità di ogni elemento si prevedono delle zone rigide che modellano la muratura di collegamento.

I modelli piani considerano una rappresentazione piana dell'elemento murario che viene modellato o attraverso uno schema discreto equivalente, oppure mediante elementi piani suscettibili di una variazione geometrica. Essi risultano in genere computazionalmente più onerosi rispetto ai modelli a telaio, tuttavia consentono una descrizione del comportamento d'insieme di un intero edificio con un costo computazionale sensibilmente ridotto rispetto ad una modellazione agli elementi finiti non-lineari. Nel capitolo precedente sono stati riportati due macromodelli piani: uno introdotto da Brencich e Lagomarsino (§ 4.7.3), mentre l'altro da Caliò et al. (§ 4.7.4).

# 5.8 Modellazione degli edifici in muratura di pietra con macro-modelli

Alla luce dello "stato dell'arte" della modellazione strutturale di edifici in muratura, che è stato esposto nel capitolo 4, si è deciso di seguire un approccio semplificato a macro-modelli, prendendo la letteratura del macro-elemento di Caliò et al. e sviluppandola per il caso delle murature di pietra.

La ricerca degli autori si è sviluppata in due fasi principali. In un primo tempo è stato introdotto un elemento piano, atto a modellare pareti piane caricate nel proprio piano; l'ambiente di modellazione è stato poi ampliato inserendo nuovi elementi come diaframmi e aste, che consentono di valutare l'interazione della muratura con gli altri elementi strutturali di un edificio, ed estendendo il modello alla valutazione del comportamento non lineare di intere strutture in muratura con comportamento scatolare. Successivamente il modello piano è stato arricchito dagli stessi autori (2008) di ulteriori gradi di libertà in modo da cogliere il comportamento fuori piano di pareti murarie e consentendo così la valutazione del comportamento sismico di edifici murari anche a comportamento non scatolare, cogliendo quindi anche i meccanismi di primo modo. Questo macro-elemento, data la sua notevole versatilità e adattabilità ai numerosi problemi che la modellazione di edifici in muratura comporta, è stato scelto per un approccio alla modellazione di murature di pietra tipiche della Val d'Ossola.

#### 5.8.1 Modellazione nel piano

Il modello, nella sua prima versione, è rappresentato da una porzione di muratura che viene schematizzata mediante un quadrilatero articolato (Fig. 5-5) i cui vertici sono collegati da due molle diagonali non lineari e i cui lati rigidi interagiscono con i lati degli altri macro-elementi mediante delle interfacce discrete con limitata resistenza a trazione. Pertanto il modello si può pensare suddiviso in due elementi principali: un elemento pannello costituito dal quadrilatero articolato e un elemento di interfaccia costituito da un insieme discreto di molle che determinano il legame che caratterizza l'interazione non-lineare tra quadrilateri adiacenti o con i supporti esterni.

Le molle diagonali dell'elemento pannello simulano la deformabilità a taglio della muratura. Nelle molle poste in corrispondenza delle interfacce è concentrata la deformabilità assiale e flessionale di una porzione di muratura corrispondente a due pannelli contigui. Le molle non-lineari (*NLink*), nel loro insieme, consentono di simulare i principali meccanismi di collasso della muratura nel proprio piano. Il numero delle molle per ciascuna interfaccia è arbitrario, e viene determinato in base al grado di dettaglio della risposta che si intende conseguire.

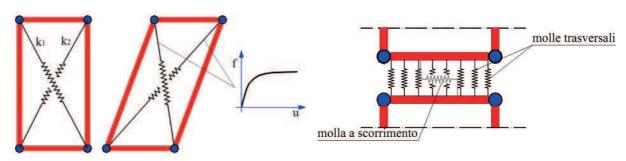


Fig. 5-**5** - Schematizzazione del pannello murario.<sup>7</sup>

Fig. 5-**6** - Elemento di interfaccia tra i pannelli.<sup>7</sup>

La figura Fig. 5-**6** riporta uno schema meccanico relativo al comportamento piano dell'interfaccia: in esso si possono osservare una fila di molle flessionali (ortogonali all'interfaccia) e un'unica molla longitudinale per la modellazione dello scorrimento nel piano. È evidente che l'interazione con altri elementi può avvenire su ciascuno dei lati di un pannello, e che l'elemento di interfaccia può interessare un intero lato di un elemento o solo parte di esso. Questo approccio permette di modellare agevolmente anche schemi strutturali che presentano geometrie complesse e irregolari e consente inoltre di modellare una parete di muratura sia con una *mesh* di macro-elementi minima che mediante una discretizzazione più fitta (Fig. 5-**7**).

Il collasso di un elemento murario caricato verticalmente e sollecitato nel proprio piano con azioni orizzontali crescenti si manifesta, come già descritto nei paragrafi precedenti, secondo tre possibili meccanismi: per schiacciamento/ribaltamento, per fessurazione diagonale o per scorrimento. Il modello meccanico equivalente, con la sua cinematica, consente di cogliere tutte queste tipologie di meccanismo di collasso nel piano come mostrato in Fig. 5-8, nella quale sono rappresentati i meccanismi di collasso del modello equivalente.

Come già noto, il meccanismo di collasso flessionale nel piano può manifestarsi secondo due diverse modalità: da una parte la progressiva fessurazione che porta alla parzializzazione della sezione del pannello e quindi alla rotazione intorno ad un estremo; dall'altra il possibile schiacciamento della muratura in prossimità del bordo compresso. Il modello riproduce tale meccanismo mediante le molle di interfaccia disposte ortogonalmente all'interfaccia stessa.

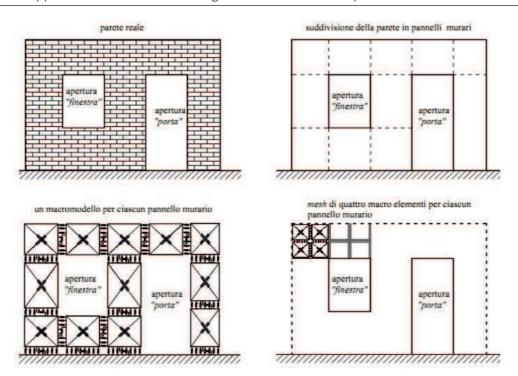


Fig. 5-7 - Modellazione di un prototipo di parete mediante due differenti mesh: discretizzazione della parete.8

Il meccanismo di collasso a taglio per fessurazione diagonale rappresenta senz'altro il più importante e diffuso meccanismo di collasso nel piano. Il modello è capace di simulare tale meccanismo mediante l'attribuzione di un legame costitutivo non-lineare *ad hoc* alle molle diagonali.

Il meccanismo di collasso per scorrimento si manifesta con mutui scorrimenti tra due pannelli lungo i giunti, orizzontali o verticali. Viene simulato mediante un'unica molla longitudinale di interfaccia, alla quale viene associato un legame costitutivo che tiene conto della dipendenza del comportamento plastico dalle tensioni normali, considerando ad esempio un dominio di resistenza alla Mohr-Coulomb.

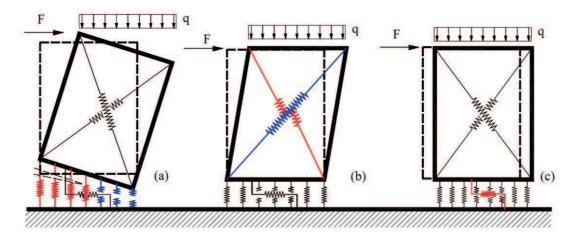


Fig. 5-**8** - Simulazione dei meccanismi di collasso nel piano di un pannello murario; (a) rottura per schiacciamento/ribaltamento; (b) rottura a taglio per fessurazione diagonale; (c) rottura a taglio per scorrimento.<sup>9</sup>

Per ogni interfaccia vengono individuati due punti estremi (o nodi) i e j (Fig. 5-**9**). Ad ognuno dei punti estremi corrispondono in realtà due nodi del modello, appartenenti ciascuno ad uno dei due elementi collegati dall'interfaccia. I quattro nodi, che corrispondono ai due estremi i e j dell'interfaccia, vengono denominati vertici dell'interfaccia. Il comportamento meccanico dell'interfaccia è governato da molle non-lineari. Il comportamento della molla a scorrimento dipende da quello delle molle flessionali; in

particolare essa viene considerata attiva solo se vi sono molle trasversali in compressione mentre il limite di resistenza dipende dal numero di molle trasversali attive ovvero dall'estensione della zona di contatto. Le molle sono disposte ad interasse costante ed in modo simmetrico rispetto all'asse di mezzeria dell'interfaccia; le molle di estremità risultano rientrate rispetto alle estremità dell'interfaccia di metà interas-

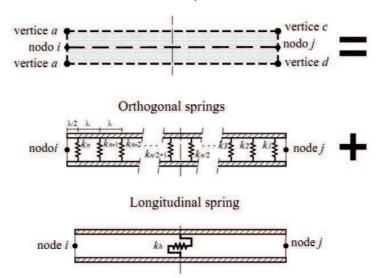


Fig. 5-9 - Interfaccia tra due pannelli: molle trasversali e molla a scorrimento. 10

se. La cinematica nel piano dell'interfaccia è descritta in modo completo da sei gradi di libertà associati ai gradi di libertà dei lati dei pannelli interconnessi. I parametri lagrangiani sono gli spostamenti dei quattro vertici dell'interfaccia nella direzione ortogonale all'interfaccia stessa, e gli scorrimenti dei due lati rigidi, superiore e inferiore (Fig. 5-10). Il modello piano consente la modellazione di pareti attraverso l'assemblaggio di macro-elementi, passando per la taratura delle molle non-lineari secondo procedure di calibrazione basate su considerazioni fisiche. L'estensione alla modellazione di edifici tridimensionali avviene secondo due diversi approcci: se può essere assunta l'ipotesi di comportamento scatolare per

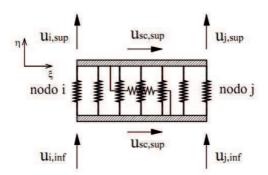


Fig. 5-10 - Gradi di libertà nel piano dell' interfaccia inserita tra due elementi. 10

l'edificio considerato, esso può essere modellato come un assemblaggio di pareti, ciascuna delle quali esibisce un comportamento piano; se però l'ipotesi di comportamento scatolare non risulta realistica, il modello piano non è più sufficiente a cogliere il comportamento globale dell'edificio, si rende necessaria una sua estensione al fine di valutare anche il comportamento fuori piano delle pareti murarie.

Nota 5-**8** - PANTO' B., "La modellazione sismica degli edifici in muratura. Un approccio innovativo basato su un macro-elemento spaziale", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2007, pag. 75.

Nota 5-9 - PANTO' B., cit., pag. 78.

Nota 5-10 - PANTO' B., cit., pag. 82.

#### 5.8.2 Modellazione spaziale ad elementi piani

La modellazione dell'interazione dei pannelli murari con gli altri elementi costruttivi consente di assemblare un insieme di pareti piane formando strutture tridimensionali che consentono la simulazione del comportamento non lineare di edifici reali con comportamento scatolare. I principali tipi di interazione che possono essere presi in considerazione sono:

- interazione tra le pareti e gli impalcati;
- interazione tra le pareti in corrispondenza degli angoli;
- interazione tra cordoli architravi o tiranti, e i macro-elementi.

#### Interazione tra le pareti e gli impalcati

Nel modello vengono considerati due diversi elementi destinati a simulare la presenza di impalcati: diaframmi infinitamente rigidi e diaframmi deformabili. L'interazione tra i diaframmi, siano essi rigidi o deformabili, e i pannelli delle pareti viene garantita tramite due distinte interfacce, ciascuna delle quali ha una faccia coincidente con il piano dell'impalcato e l'altra afferente a uno dei due pannelli. Nel caso di diaframma rigido i gradi di libertà dell'interfaccia associati ai gradi di libertà del diaframma sono legati da un vincolo di rigidità nel piano del diaframma. Nel caso invece di diaframma deformabile i gradi di libertà dell'interfaccia che afferiscono al lato del diaframma non sono legati da un vincolo di rigidità ma saranno associati a gradi di libertà di un elemento triangolare piano appartenente al diaframma, corrispondente alla zona che si può considerare direttamente dipendente dall'interfaccia considerata.

#### Interazione tra le pareti in corrispondenza degli angoli

Nella modellazione tridimensionale mediante assemblaggio di pareti piane, l'interazione tra le pareti verticali in corrispondenza dei cantonali non è rappresentabile in quanto ciascun pannello possiede gradi di libertà soltanto nel proprio piano. Tuttavia una collaborazione tra pannelli di pareti appartenenti a piani diversi si può ottenere inserendo delle interfacce rigide d'angolo che stabiliscono una dipendenza tra i gradi di libertà longitudinali dei pannelli appartenenti a pareti diverse.

#### Interazione tra cordoli, architravi o tiranti e i macro-elementi

I cordoli e gli architravi vengono modellati attraverso elementi finiti non lineari di tipo beam a plasticità concentrata; la presenza di eventuali tiranti viene invece modellata mediante elementi di tipo truss reagenti solo allo sforzo assiale di trazione e non reagenti a compressione. A seconda del tipo di interazione che l'elemento finito scambia con la muratura, nel seguito si farà riferimento ai seguenti tipi di comportamento:

- Asta libera: si tratta di elementi tipo beam esterni alla muratura che interagiscono con la muratura solo puntualmente (ad esempio travi di impalcati semplicemente ammorsate nelle pareti);
- Frame interagente o cordolo: l'asta si trova inserita all'interno di una parete muraria ed interagisce con essa per tutta la sua lunghezza sia flessionalmente che assialmente.

Il comportamento meccanico delle aste avviene assegnando un legame momento/curvatura e un legame sforzo normale/allungamento specifico (anche non lineari). Dal punto di vista flessionale, le modellazione delle progressive plasticizzazioni delle aste e dell'interazione con la muratura, viene ottenuta suddividendo l'asta in un numero arbitrario di sottoelementi mediante l'introduzione di nodi intermedi che verranno disposti in corrispondenza delle molle flessionali dell'interfaccia (Fig. 5-11).

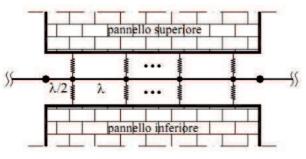


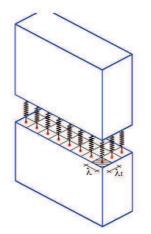
Fig. 5-**11** - Esempio di modellazione di un'asta libera inserita all'interno della muratura.<sup>11</sup>

L'aspetto più importante legato all'introduzione degli elementi asta è soprattutto la modellazione dell'interazione tra questi e gli elementi murari. Le aste libere possono simulare elementi in legno esterni alla muratura e ad essa connessi solo in modo puntuale oppure, molto più frequentemente, elementi quali tiranti o catene, che vengono ancorati in corrispondenza degli angoli di un edificio o in corrispondenza delle zone della parete in muratura interessate dalla presenza dei capichiave.

#### 5.8.3 Modellazione spaziale ad elementi tridimensionali

Per la modellazione del comportamento spaziale del macro-elemento, ai sei gradi di libertà da corpo rigido nello spazio occorre aggiungere il grado di libertà necessario a rendere il quadrilatero articolato nel piano della muratura per descriverne la deformabilità a taglio. Pertanto la cinematica di ogni macro-elemento è controllata da sette gradi di libertà e quella della generica interfaccia corrispondente a due pannelli contigui è descritta dai dodici gradi di libertà che consentono di descrivere i moti rigidi nello spazio dei due lati rigidi piani dei pannelli ad essa afferenti.

L'interfaccia tridimensionale è rappresentata da un modello meccanico equivalente costituito da due piani rigidi. Tali superfici hanno forma rettangolare e vengono discretizzate nelle due direzioni da più file di molle non-lineari ortogonali. Ogni molla è rappresentativa di una fibra di muratura di impronta pari a quella della discretizzazione considerata (Fig. 5-12). Tale approccio di modellazione consente di cogliere i principali meccanismi di collasso di primo modo. L'apertura delle fessure corrisponderà, nel modello discreto, alla rottura per trazione delle molle ortogonali di interfaccia; la progressiva riduzione di rigidezza della sezione determinerà in definitiva il ribaltamento della parete. Tuttavia tali fenomeni fessurativi possono essere colti solo in corrispondenza degli elementi di interfaccia, e appare quindi evidente che nello studio del comportamento fuori-piano, più che nel piano, l'efficacia della modellazione risulta condizionata alla *mesh* impiegata nella discretizzazione della struttura.



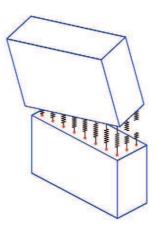


Fig. 5-**12** - A sinistra si ha una suddivisione ideale della sezione di interfaccia degli elementi in file multiple di molle. A destra si ha la modellazione di un pannello soggetto sia ad azioni nel piano che fuoripiano.<sup>12</sup>

Nota 5-**11** - PANTO' B., "La modellazione sismica degli edifici in muratura. Un approccio innovativo basato su un macro-elemento spaziale", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2007, pag. 93.

Nota 5-**12** - PANTO' B., cit., pag. 95.

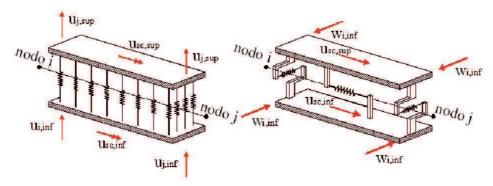


Fig. 5-**13** - Modelli meccanici equivalenti e parametri lagrangiani delle interfacce tridimensionali; a sinistra il comportamento flessionale mentre a destra il comportamento a scorrimento.<sup>13</sup>

Le molle ortogonali alle interfacce piane hanno il compito di regolare la risposta flessionale del pannello sia nel piano che fuori piano. Tuttavia, essendo il pannello dotato di tutti i gradi di libertà da moto rigido nello spazio, occorre introdurre delle molle non-lineari destinate al controllo dei meccanismi di scorrimento fuori piano del pannello. Pertanto in ogni interfaccia sono state inserite due molle contenute nel piano dell'interfaccia e dirette trasversalmente rispetto alla muratura. In Fig. 5-13 sono rappresentati degli schemi meccanici relativi al comportamento tridimensionale delle interfacce, separando per comodità il comportamento flessionale da quello a scorrimento.

A partire dai singoli elementi che compongono un quadrilatero articolato, è possibile non solo simulare il comportamento del singolo concio di muratura, ma anche quello di un'intera struttura ottenuta discretizzandola mediante una *mesh* di macro-elementi interagenti tra loro. Come per il modello piano, anche in quello spaziale si possono introdurre le interazioni con gli orizzontamenti e gli ammorsamenti tra pareti, il cui ruolo è fondamentale nella descrizione dei meccanismi di primo modo.

#### Interazione tra le pareti e gli impalcati

Per la modellazione dei meccanismi di interazione tra i pannelli ed elementi quali impalcati, cordoli, architravi ecc..., sono state introdotte delle interfacce che presentano una diversa disposizione delle molle non-lineari. Tali interfacce simulano l'interazione flessionale e quella a scorrimento. La caratteristica comune ad entrambe le tipologie è quella di possedere dei nodi aggiuntivi che consentono la simulazione dei meccanismi di interazione con gli elementi esterni.

Come per il modello piano, i diaframmi possono essere rigidi o deformabili. La principale differenza, rispetto al caso piano, è che in questo caso la cinematica degli elementi consente di simulare il meccanismo di scorrimento tra il diaframma e i pannelli mediante l'introduzione di una interfaccia che ne coglie l'interazione a scorrimento.

#### Interazione tra le pareti in corrispondenza degli angoli

Un'altra importante tipologia di interazione da prendere in considerazione nella modellazione di edifici tridimensionali è quella tra pareti confluenti nelle medesime zone d'angolo (cantonali) o più in generale nei punti di intersezione tra due o più pareti. Dal punto di vista meccanico, in corrispondenza di un punto di intersezione, è possibile distinguere tante giaciture significative quante sono le pareti convergenti nell'intersezione. In corrispondenza di ognuna di esse si avranno tensioni normali e tangenziali orientate in qualsiasi direzione. I possibili fenomeni di degrado in corrispondenza delle zone di intersezione consistono nell'apertura di fessure, schiacciamenti della muratura, o possibili scorrimenti.

Per la modellazione degli ammorsamenti in corrispondenza di una intersezione tra due o più pareti

vengono inseriti degli elementi rigidi detti elementi speciali d'angolo. Si tratta di elementi monodimensionali che possono essere orientati in maniera arbitraria nello spazio tridimensionale, e possono essere connessi ad un numero qualsiasi di altri elementi mediante interfacce tridimensionali. Gli elementi d'angolo sono pensati per modellare fisicamente la zona di muratura interclusa tra le pareti, comportandosi come corpi rigidi interagenti con i pannelli mediante interfacce analoghe a quelle descritte sinora.

#### 5.8.4 Determinazione dei parametri meccanici

A causa dell'elevata complessità geometrica degli edifici storici, dell'incertezza legata alla determinazione dei parametri meccanici, e alla carenza di strumenti di calcolo non lineare efficienti anche in caso di edifici di grosse dimensioni, lo studio del comportamento non lineare di queste tipologie strutturali risulta ancora oggi oggetto di avanzate ricerche nel campo della modellazione numerica. La scelta dello strumento di calcolo risulta determinante al fine di poter cogliere un comportamento strutturale realistico. Spesso queste tipologie strutturali sono caratterizzate dall'assenza di comportamento scatolare, e dalla presenza di strutture spingenti (archi, volte e cupole). Queste ed altre peculiarità rendono la simulazione del loro comportamento non lineare con un modello semplificato molto difficoltosa.

Per quanto riguarda la muratura di pietra, la sfida sta nel determinare i parametri meccanici da attribuire ai macro-elementi e alle molle, che come abbiamo visto, dovranno per forza essere differenti tra i vari pannelli dato che le caratteristiche costruttive cambiano (dimensione degli elementi lapidei e posa degli stessi) anche all'interno di una parete dello stesso edificio. La proposta è quella di effettuare dei test in laboratorio (pedana vibrante) affiancati ad una modellazione molto dettagliata (modelli ad elementi finiti o distinti) su singoli paramenti in scala 1:1 appartenenti alle differenti tipologie murarie riscontrate nel territorio della Val d'Ossola. Il fine ultimo è quello di creare una sorta di abaco con i parametri meccanici da attribuire ai singoli pannelli del modello globale a macro-elementi in funzione delle caratteristiche costruttive di porzioni di paramenti murari rilevati sul manufatto reale.

# Conclusioni

Dallo studio delle murature in Val d'Ossola è emerso che ci sono tre tipologie differenti: pietra a vista; pietra a vista con riempimento dei giunti con calce; intonacata. Per quanto riguarda il primo genere, nello specifico, esiste una seconda classificazione in base alle dimensioni degli elementi lapidei che costituiscono la muratura, ai piani di posa orizzontali ed allo sfalsamento dei giunti verticali. Volendo procedere con la modellazione delle murature di pietra, non si può non tener conto della "struttura scatolare" degli edifici e delle modalità di posa degli elementi. Una muratura realizzata seguendo la regola d'arte ha una resistenza decisamente più elevata di un'altra che presenta sia un errato sfalsamento dei giunti verticali che l'assenza dei diatoni, utili a garantire un comportamento monolite del paramento.

Lo "stato dell'arte", per quanto riguarda la modellazione strutturale degli edifici in muratura, ha evidenziato come i metodi utilizzabili possono seguire un approccio rigoroso e uno semplificato. La principale discriminante, che determina l'utilizzo di un metodo piuttosto che l'altro, è l'onore computazionale associato alla modellazione che si intende effettuare. Se adottare modelli dettagliati ha da un lato il vantaggio di riprodurre le reali caratteristiche dell'edificio che analizziamo, dall'altro, a causa proprio della difficile riproduzione al vero di tutti gli elementi, ha lo svantaggio di risultare molto complicato se non addirittura impossibile da impiegare per gli edifici con muratura di pietra se non si effettuano delle semplificazioni. Per questo motivo è stato proposto un approccio semplificato per macro-elementi, dove il grado di dettaglio della modellazione può essere aumentato prendendo in considerazione una *mesh* più fitta, e le caratteristiche meccaniche delle famiglie di pannelli possono essere determinate con delle modellazioni dettagliate che rispettano la tipologia costruttiva del paramento murario in oggetto.

Per motivi temporali e logistici non è stato possibile approfondire questo ultimo punto, quindi sarebbe opportuno in futuro ampliare questo studio preliminare per verificare se la scelta di un approccio simile alla modellazione delle murature di pietra della Val d'Ossola può essere uno strumento adeguato. Questo perchè è necessario mantenere e restaurare cascine, gruppi di edifici, villaggi, intere zone o regioni dalle comuni caratteristiche storiche; per adeguare con aggiunte, espansioni e modifiche, antiche costruzioni alle necessità attuali; per costruire negli ambienti storico-tradizionali integrandosi con le vecchie costruzioni in modo continuativo, indipendentemente dal vero e proprio valore architettonico, in quanto costituiscono una "testimonianza" culturale.

# Bibliografia & Sitografia

ASSOCIAZIONE MUSEI DELL'OSSOLA, "Censimento degli edifici storici. Comune di Montecrestese", Comignago (NO), Tipolitografia TLS., 2012.

CONTI G.M., ONETO G., "L'architetura minore e la gestione del paesaggio del Verbano-Cusio-Ossola", Arona, Amministrazione provinciale Verbano-Cusio-Ossola, 2003.

CONTI G.M., ONETO G., "Paesaggio di pietra, alberi e colore", Alberti Libraio Editore, Milano, 2008.

CANNIZZARO F., "Un nuovo approccio di modellazione della risposta sismica degli edifici storici", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2011.

CROSA LENZ P., FRANGIONI G., "Escursionismo in Valdossola- Valle Vigezzo", Domodossola, Grossi, 1989.

DEMATTEIS L., "Case contadine nelle Valli dell'Ossola, Cusio e Verbano", Priuli & Verlucca Editori, Ivrea, 1985.

GAL AZIONE OSSOLA, "Manuale di restauro conservativo per edifici di notevole importanza storica ed architettonica presenti in territorio ossolano", Ornavasso, Tipolitografia Saccardo Carlo & Figli s.n.c., 2005.

GAL AZIONE OSSOLA, "Studio per la realizzazione degli interventi di restauro e di valorizzazione sul patrimonio locale. Manuale per il recupero architettonico", Regione Piemonte.

GAMBAROTTA L., LAGOMARSINO S., "Damage models for the seismic response of brick masory shear walls. Part II: The continuum model and its application", 1996, Earthquake engineering and structural dynamic, vol. 26.

GRAZZINI A., "Il comportamento statico degli edifici di pietra: la struttura scatolare, le fondazioni, il miglioramento statico strutturale, in: Manuale per il recupero del patrimonio architettonico di pietra tra Verbano Cusio Ossola e Canton Ticino", Provincia del Verbano Cusio e Ossola, Verbania, 2015.

GRAZZINI A., "Tetti in piode in Ossola e Ticino. Il comportamento statico delle strutture di pietra e della carpenteria lignea", Verbania, 2013, lezioni ai Workshop del progetto Alp Stone Interreg Italia-Svizzera.

GUERRA F., MINIUTTI D., software "RDF - Raddrizzamento Digitale Fotogrammetrico", IUAV Università degli studi, Laboratorio di fotogrammetria CIRCE.

LOURENCO P.B., DE BORST R., ROTS J.G., "A plane stress softening plasticity model for orthotropic materials", 1997, Int. Journ. for numerical methods in Engineering, vol. 40.

MAGENES G., CALVI G. M., "In-plane seismic response of brick masonry walls", Earthquake engineering & structural dynamics, vol. 26, 1997.

MARIAN M., "I Materiali, in: Manuale per il recupero del patrimonio architettonico di pietra tra Verbano Cusio Ossola e Canton Ticino", Provincia del Verbano Cusio e Ossola, Verbania, 2015.

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI, "Circolare 617 del 2 febbraio 2009", Istituto Poligrafico e Zecca dello Stato S.p.A., Roma, 2009.

NELVA R., ZERBINATTI M., "Muratura di pietra, in: Manuale per il recupero del patrimonio architettonico di pietra tra Verbano Cusio Ossola e Canton Ticino", Provincia del Verbano Cusio e Ossola, Verbania, 2015.

PANTO' B., "La modellazione sismica degli edifici in muratura. Un approccio innovativo basato su un macro-elemento spaziale", Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Catania (CT), 2007.

RONDELET J., "Trattato teorico pratico dell'arte di edificare" sezione IV del volume IX "Teoria delle costruzioni- Regole relative alla stabilità", Mantova, F.lli Negretti, 1834.

SCARZELLA G. P., "Tecniche di costruzione e recupero delle coperture in piode. A – Tipi e caratteri co-struttivi storici", Verbania, 2013, lezioni ai Workshop del progetto Alp Stone Interreg Italia-Svizzera.

SIMONIS G., "Costruire con la pietra", Milano, BEMA Editrice, 1983.

TOMAZEVIC M., "Recent advances in earthquake-resistant design of masonry buildings: European perspective", Acapulco, 11th World Conference on Earthquake Engineering, 1996.

TOMAZEVIC M., "Masonry structures in seismic areas- a state of the art report", Moscow, 9th European Conference on Earthquake Engineering, 1990.

TURNSEK V., CACOVIC F., "Some experimental result on the strength of brick masonry walls", Stoke-on-Trent, 2nd International Brick Masonry Conference.

TURNSEK V., SHEPPARD P., "The shear and flexural resistence of masonry walls", Skopje, International Research Conference on Earthquake Engineering, 1980.

www.amossola.it/webgis/montecrestese/mappa.php

# Ringraziamenti

Desidero ringraziare...

...per prima cosa i miei relatori; l'Arch. *Marco Zerbinatti* per la grande disponibilità e pazienza avuta nei miei confronti durante questo percorso di crescita chiamato "Tesi", ma soprattutto per avermi dato la possibilità di trattare un argomento legato al mio territorio; l'Ing. *Gian Paolo Cimellaro* per il contributo datomi nella stesura dell'elaborato;...

...il *CUS Torino* e *Riccardo D'Elicio*, che in questi anni mi hanno sempre aiutato, nello sport, negli studi e nel lavoro; *l'Alfred* e *Giggi*, molto di più che degli allenatori per me; *Mik Giak, Dadda, Tricca* (...Tooo) e i *GiggiMizuno* (*GiggiAnna* e *GiggiRoddic*) perchè nonostante tutto una pizzata ci scappa ancora; tutti i ragazzi del gruppo di atletica che ho avuto il piacere di allenare...

...il gruppo di *Itinera* e di *Aedes*: *Ettore, Cerchione, Tarik, Raffa, La Samy, Alessandro, Dario, Minci* e *The Brand* per la crescita professionale che mi hanno dato e mi stanno dando;...

... *Mauri*, sempre più un fratello ormai; *Boschi*, *Ceru*, *Ciccio*, *Turro*, *Pippo*, sempre pronti per passare del tempo come una volta; *Mirkolone*, per tutto quello che abbiamo passato insieme al "Poli"...

...per ultimi, perchè i più importanti, i miei famigliari: la *Zia Anna*, la *Zia Silvy*, lo *Zio Deme*, lo *Zio Sandro*, il *Dade* e la *Roby*; *Ale*, *Simo*, *Mattia*, *Andrea* e *Zoe*; *Mamma* e *Papà*; per tutti i sacrifici che hanno fatto per me fino ad oggi e che sono sicuro continueranno a fare perchè mi vogliono bene!!! E' proprio a loro, e soprattutto a *Mamma* (non piangere) e *Papà* (tratta bene il *Pandino*), che oltre a ringraziare dedico tutto questo, *UN PICCOLO MA IMPORTANTISSIMO PEZZO DELLA MIA VITA !!!* 

Due anni fa, pensando a questo giorno, mi prendeva un senso di paura, perchè il giorno dopo sarei entrato nel mondo di chi cerca un lavoro e le opportunità sono quelle che sono; invece, ho la fortuna che da un anno e mezzo lavoro e faccio ciò che più mi piace, quindi oggi... *ME LA GODO TUTTA !!!* 

"Dette var mit sidste løb... og med i dag krydser jeg målstregen for sidste gang... men hvem ved det!!!"

"This was my last race... and with today I cross the finish line for the last time... but who knows!!!"

"Questa è stata la mia ultima corsa... e con oggi taglio per l'ultima volta il traguardo... ma chi lo sa!!!"