



STEFANO CASCIO

CALCOLI PRATICI PER IL CONSOLIDAMENTO DELLE STRUTTURE IN MURATURA

CALCOLO DI RINFORZI LOCALI, ARCHITRAVI IN ACCIAIO,
TIRANTI METALLICI, ARCHI DI MURATURA E CAPRIATE PALLADIANE



SOFTWARE INCLUSO
CON SISTEMA G-CLOUD



SECONDA EDIZIONE

**GRAFILL**

Stefano Cascio

CALCOLI PRATICI PER IL CONSOLIDAMENTO DELLE STRUTTURE IN MURATURA

Ed. II (04-2022)

ISBN 13 978-88-277-0316-8

EAN 9 788827 703168

Collana **SOFTWARE** (147)



**Licenza d'uso da leggere attentamente
prima di attivare la WebApp o il Software incluso**

Usa un QR Code Reader
oppure collegati al link <https://grafill.it/licenza>

Per assistenza tecnica sui prodotti Grafill aprire un ticket su <https://www.supporto.grafill.it>

L'assistenza è gratuita per 365 giorni dall'acquisto ed è limitata all'installazione e all'avvio del prodotto, a condizione che la configurazione hardware dell'utente rispetti i requisiti richiesti.

© **GRAFILL S.r.l.** Via Principe di Palagonia, 87/91 - 90145 Palermo

Telefono 091/6823069 - Fax 091/6823313 - Internet <http://www.grafill.it> - E-Mail grafill@grafill.it

**CONTATTI
IMMEDIATI**



Pronto GRAFILL
Tel. 091 6823069



Chiamami
chiamami.grafill.it



Whatsapp
grafill.it/whatsapp



Messenger
grafill.it/messenger



Telegram
grafill.it/telegram

Finito di stampare presso **Tipografia Publistampa S.n.c. - Palermo**

Edizione destinata in via prioritaria ad essere ceduta nell'ambito di rapporti associativi.

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

SOMMARIO

PREMESSA	p.	9
1. AZIONI SULLE COSTRUZIONI	"	11
1.1. Pesi propri dei materiali strutturali	"	11
1.2. Carichi permanenti non strutturali	"	12
1.2.1. Elementi divisori interni	"	12
1.3. Carichi variabili	"	12
1.3.1. Carichi variabili orizzontali	"	14
1.3.2. Classificazione delle azioni	"	14
1.4. Caratterizzazione delle azioni elementari	"	16
1.5. Combinazioni delle azioni	"	16
2. AZIONE SISMICA SULLE STRUTTURE	"	19
2.1. Accelerazione sismica	"	19
2.2. Tempo di ritorno	"	20
2.3. Categorie di sottosuolo	"	23
2.4. Condizioni topografiche	"	24
2.5. Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali	"	25
2.6. Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali	"	26
2.7. Fattore di comportamento	"	27
2.8. Fattore di struttura (§§ 7.31 e 7.8.1.3 NTC 2008)	"	28
2.9. Periodo di vibrazione	"	29
3. LE MURATURE: CARATTERISTICHE E FUNZIONI	"	37
3.1. I componenti della muratura	"	37
3.2. La malta	"	39
3.2.1. Malte a prestazione garantita	"	40
3.2.2. Malte a composizione prescritta	"	40

3.3.1.	Elementi resistenti naturali	p.	42
3.3.2.	Elementi resistenti artificiali	"	43
3.4.	Resistenza a compressione di elementi resistenti naturali e artificiali	"	44
3.5.	Resistenza caratteristica a taglio di elementi resistenti naturali e artificiali in assenza di sforzo normale	"	47
3.6.	Resistenza caratteristica a taglio di elementi resistenti naturali e artificiali in presenza di sforzo normale	"	48
3.7.	Moduli di elasticità secanti	"	49
3.8.	Resistenze di progetto	"	49
3.9.	Applicazione numerica	"	50
4.	EDIFICI ESISTENTI	"	53
4.1.	Livelli di conoscenza e fattori di confidenza	"	53
4.2.	Esempio di calcolo della resistenza di progetto di una muratura esistente	"	58
4.3.	Dissesti negli edifici in muratura	"	65
4.4.	Inquadramento dei danni	"	68
5.	INTERVENTI SULLE MURATURE	"	70
5.1.	Interventi locali	"	70
6.	PARETE DI MURATURA	"	73
6.1.	Fasce di piano	"	75
6.2.	Schemi strutturali	"	76
6.3.	Pareti resistenti al sisma	"	79
6.4.	Snellezza delle murature	"	81
6.5.	Rigidezza dei setti	"	82
7.	MECCANISMI DI ROTTURA DELLA MURATURA	"	87
7.1.	Pressoflessione nel piano	"	87
7.2.	Taglio	"	88
7.3.	Domini di resistenza della muratura non armata	"	93
8.	CINEMATISMI	"	97
8.1.	Analisi cinematica lineare	"	99
8.2.	Accelerazione spettrale	"	103
8.3.	Spettro di piano	"	104
8.4.	Verifica allo stato limite di danno (SLD)	"	106

8.5.	Verifica allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) con il fattore q	p. 107
8.6.	Conclusioni	" 108
8.7.	Esempio cinematico 1	" 109
8.8.	Esempio cinematico 2	" 116
9.	ACCIAIO DA CARPENTERIA	" 124
9.1.	Resistenza di calcolo	" 124
9.2.	Caratteristiche geometriche	" 125
9.4.	Classificazione delle sezioni	" 127
9.5.	Sezione in fase elastica	" 130
9.6.	Sezione in fase plastica	" 130
9.7.	Flessione e taglio	" 131
9.8.	Dimensionamento in funzione della resistenza	" 131
10.	CALCOLO INTERVENTO LOCALI	" 142
10.1.	Iniezioni di miscele leganti	" 142
10.1.1.	Tecnica di esecuzione	" 142
10.1.2.	Tipi di miscele	" 143
10.1.3.	Dettami normativi	" 144
10.2.	Intonaco armato	" 145
10.2.1.	Sistemi di connessione	" 146
10.2.2.	Resistenza delle pareti trattate con intonaco armato	" 146
10.2.3.	Esempio di calcolo	" 147
10.3.	Risarciture localizzate: cucì e scuci	" 151
10.3.1.	Le fasi esecutive	" 151
10.3.2.	Normativa	" 152
10.3.3.	Esempio	" 152
10.4.	Ristilatura armata e connessione dei paramenti	" 156
10.4.1.	Tecniche e fasi operative	" 157
10.4.2.	Normativa	" 157
10.5.	Cordoli sommitali	" 158
10.5.1.	Calcolo del cordolo in cemento armato	" 159
10.5.2.	Esempio di calcolo	" 161
10.5.3.	Ancoraggio dei cordoli	" 166
10.5.4.	Cordoli in acciaio	" 167
11.	VERIFICA ARCHITRAVI	" 168
11.1.	Architravi	" 168
11.2.	Calcolo dell'architrave	" 169

11.3.	Esempio numerico	p.	171
11.4.	Calcolo un architrave in acciaio con il software incluso	"	176
11.5.	Utilizzo del software ARCHITRAVE.....	"	185
12.	TIRANTI METALLICI	"	188
12.1.	Premessa.....	"	188
12.2.	Elementi costitutivi dei tiranti metallici	"	189
12.3.	Posizionamento dei tiranti.....	"	189
12.4.	Calcolo dei tiranti	"	191
12.5.	Resistenza della muratura	"	191
12.6.	Capochiave circolare.....	"	195
12.6.1.	Resistenza a trazione	"	195
12.6.2.	Resistenza a taglio	"	195
12.6.3.	Resistenza allo schiacciamento.....	"	196
12.7.	Capochiave rettangolare.....	"	197
12.7.1.	Resistenza a trazione	"	197
12.7.2.	Resistenza a taglio	"	197
12.8.	Capochiave a paletto.....	"	198
12.9.	Riepilogo formule	"	199
12.10.	Esempio di calcolo	"	199
12.11.	Diametro e deformazione del tirante	"	203
12.12.	Dimensionamento del capochiave.....	"	204
12.13.	Verifica strutturale del capochiave.....	"	205
12.13.1.	Capochiave a paletto	"	205
12.13.2.	Esempio numerico	"	210
12.14.	Rigidità capochiave.....	"	212
12.15.	Esempio numerico	"	213
12.16.	Calcolo del tirante e del relativo capochiave con il software incluso	"	218
13.	ARCO IN MURATURA	"	228
13.1.	Arco circolare	"	230
13.2.	Verifica di archi di muratura con il software incluso.....	"	232
13.3.	Esempio numerico	"	235
14.	CALCOLO E VERIFICA CAPRIATA PALLADIANA	"	256
14.1.	Verifiche di resistenza	"	259
14.2.	Connessioni	"	265
14.3.	Risoluzione della capriata palladiana con il software incluso	"	271

15. VERIFICA BALCONE IN PIETRA	p.	275
15.1. Valori di resistenza di alcune rocce	"	279
15.2. Esempio numerico	"	280
16. INSTALLAZIONE E ATTIVAZIONE DEL SOFTWARE INCLUSO	"	288
16.1. Note sul software incluso	"	288
16.2. Requisiti hardware e software	"	288
16.3. Attivazione del software incluso	"	289

PREMESSA

L'Italia è un paese a elevata sismicità che interessa tutto il territorio nazionale. I terremoti del Belice (1968), Friuli (1976), Irpinia (1980), Aquila (2009) ed Emilia (2012) tanto testimoniano.

Le varie normative tecniche che via via sono state emanate hanno preso atto di questa diffusa pericolosità sismica. Alle vecchie «*zone sismiche*» si è sostituito il concetto di accelerazione sismica legata al sito della costruzione. Anche le tecniche di calcolo si sono raffinate potendo fare affidamento sulla velocità di calcolo dei moderni elaboratori.

L'evoluzione della normativa, richiedendo standard progettuali e costruttivi sempre maggiori, ha fatto sì che agli edifici rurali, antichi e storici, naturalmente non rispondenti alle norme sismiche (perché costruiti quando le norme non esistevano), si siano aggiunti edifici anche di recente realizzazione i quali, pur costruiti a norma di legge, non rispondono più delle ultime normative sismiche.

Tutto ciò rappresenta un rischio sismico alquanto elevato.

Per poter valutare probabili scenari di danno che potrebbero verificarsi a seguito di eventi sismici occorre valutare il rischio sismico relativo a determinate aree. Nella valutazione del rischio sismico concorrono tre elementi: la vulnerabilità, la pericolosità e l'esposizione. La vulnerabilità sismica è il parametro che maggiormente interessa il patrimonio edilizio esistente coinvolgendo direttamente i proprietari degli immobili. Tanto che precise norme di legge incentivano, con sgravi fiscali, gli interventi di riduzione del rischio sismico degli edifici.

Le costruzioni che durante un sisma subiscono i maggiori danneggiamenti sono quelli in muratura, i quali non costituiscono una tipologia ben precisa di costruzione. Infatti, con il termine generico di «*edificio in muratura*» si intende un insieme molto vasto di costruzioni di epoche diverse, che possono presentare caratteristiche costruttive anche molto diverse e, conseguentemente, comportamenti sismici molto differenti. Queste differenze possono ritrovarsi anche all'interno dello stesso edificio. Infatti, in uno stesso immobile è possibile trovare soffitti voltati realizzati uno con scapolame di tufo e gesso altri con elementi portanti di ferro e per copertura solai in legno. Anche gli elementi verticali, sempre in muratura, possono essere di differente tipo: dal pietrame informe ai blocchi squadriati.

Una classificazione degli edifici in muratura è stata proposta dal prof. Pagano (1968 e 1990) che li differenzia in tre classi I, II e III che di seguito si riportano:

«Si considerano appartenenti alla prima classe gli edifici realizzati integralmente in muratura. Le strutture portanti degli orizzontamenti devono quindi essere arcuate per sostenere i carichi verticali, quasi in assenza di trazione, e trasmetterli, unitamente alle spinte, ai sostegni verticali. Le spinte orizzontali, se non sufficientemente contrastate, tendono a far divaricare e tali sostegni con riduzione delle frecce degli archi, in una sequenza causa-effetto non lineare che può portare al crollo rovinoso. Tale classe è particolarmente vulnerabile alle azioni sismiche.

Appartengono alla seconda classe gli edifici costituiti da una scatola di pareti in muratura, continue in verticale per tutta la propria altezza, e da solai formati con ordini paralleli di "travi". Ai vari piani le travi, costituite da materiale resistente a flessione, trasmettono alle pareti solo carichi verticali, pur potendo talvolta assolvere compiti di collegamento attraverso l'attrito o, talora, appositi ancoraggi, nelle sedi di contatto. In questa tipologia, che si pone cronologicamente in contatto con la precedente, permangono numerose cause di dissesto.

Appartengono alla terza classe gli edifici aventi le strutture verticali portanti in muratura, intercalate, ad ogni piano, da impalcati monolitici, resistenti a trazione in ogni direzione del piano orizzontale. Tale condizione è generalmente soddisfatta da solai che siano dotati di soletta in calcestruzzo armata con rete metallica, e che siano incorniciati da cordoli in cemento armato in corrispondenza di tutti i muri. Questa classe, formatasi spontaneamente con l'avvento della tecnica del c.a., fornisce una valida risposta agli inconvenienti delle classi precedenti perché il descritto sistema di collegamenti rende solidale e monolitico il sistema delle murature verticali. All'accresciuta resistenza degli impalcati nel proprio piano si accompagna una più elevata rigidità del complesso che assicura migliore la collaborazione di tutti i pannelli murari dell'edificio nei confronti delle azioni esterne, compresa quella sismica. La struttura si comporta, in definitiva, come una scatola monolitica tridimensionale pluriconnessa, caratterizzata peraltro dalla limitata rigidità degli impalcati nel piano verticale.».

Per ognuna di queste categorie sono riportate le criticità che possono dare luogo a crolli parziali o totali dell'edificio.

Scopo del presente lavoro, partendo dalla Nuove Norme Tecniche per la Costruzione (D.M. 17 gennaio 2018 e relativa Circolare applicativa n. 7 del 21 gennaio 2019, recante «Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018»), è quello di fornire un testo nel quale siano compendiate le risoluzioni di problemi di calcolo riguardanti elementi costruttivi presenti in maniera diffusa in tutti gli edifici di muratura esistenti o da realizzare.

AZIONI SULLE COSTRUZIONI

Nel presente capitolo vengono definiti i carichi, nominali e/o caratteristici, relativi a costruzioni per uso civile o industriale. La descrizione e la definizione dei carichi devono essere espressamente indicate negli elaborati progettuali. I carichi sono in genere da considerare come applicati staticamente, salvo casi particolari in cui gli effetti dinamici devono essere debitamente valutati. Oltre che nella situazione definitiva d'uso, si devono considerare le azioni agenti in tutte le fasi esecutive della costruzione.

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi presenti sulla costruzione durante il suo normale esercizio, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro, ancorché in qualche caso sia necessario considerare situazioni transitorie in cui essi non siano presenti.

1.1. Pesi propri dei materiali strutturali

Per la determinazione dei pesi propri strutturali dei più comuni materiali possono essere assunti i valori dei pesi dell'unità di volume riportati nella seguente tabella:

Materiali	Peso specifico [kN/m ³]
Calcestruzzo ordinario	24,00
Calcestruzzo armato o precompresso	25,00
Malta di calce	18,00
Malta di cemento	21,00
Sabbia	17,0
Tufo vulcanico	17,00
Calcere tenero	22,00
Mattoni pieni	19,00
Manto impermeabilizzante di asfalto e simili	0,30 - 0,80
Tegole (coppi e embrici)	0,40 - 0,60
Sottotegole di tavelloni forati (spessore 3-4 cm)	-
Pavimentazioni in gomma	0,10

[segue]

Materiali	Peso specifico [kN/m ³]
Pavimentazione di ceramica o grés (2 cm)	0,40
Pavimentazione in marmo (3 cm)	0,80
Legno di conifere e pioppo	4,00 – 6,00
Legno di latifoglie (escluso pioppo)	6,00 – 8,00

1.2. Carichi permanenti non strutturali

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisorii interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro, ancorché in qualche caso sia necessario considerare situazioni transitorie in cui essi non siano presenti. Essi devono essere valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi dell'unità di volume dei materiali costituenti. In linea di massima, in presenza di orizzontamenti anche con orditura unidirezionale ma con capacità di ripartizione trasversale, i carichi permanenti portati ed i carichi variabili potranno assumersi, per la verifica d'insieme, come uniformemente ripartiti. In caso contrario, occorre valutarne le effettive distribuzioni.

I tramezzi e gli impianti leggeri di edifici per abitazioni e uffici possono assumersi, in genere, come carichi equivalenti distribuiti, purché i solai abbiano adeguata capacità di ripartizione trasversale.

1.2.1. Elementi divisorii interni

Sugli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e uffici, il peso proprio di elementi divisorii interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito γ_{2k} , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico.

Il carico uniformemente distribuito γ_{2k} ora definito dipende dal peso proprio per unità di lunghezza γ_{2k} delle partizioni nel modo seguente:

- per elementi divisorii con $G_2 \leq 1,00$ kN/m: $g_2 = 0,40$ kN/m²;
- per elementi divisorii con $1,00 < G_2 \leq 2,00$ kN/m: $g_2 = 0,80$ kN/m²;
- per elementi divisorii con $2,00 < G_2 \leq 3,00$ kN/m: $g_2 = 1,20$ kN/m²;
- per elementi divisorii con $3,00 < G_2 \leq 4,00$ kN/m: $g_2 = 1,60$ kN/m²;
- per elementi divisorii con $4,00 < G_2 \leq 5,00$ kN/m: $g_2 = 2,00$ kN/m².

Elementi divisorii interni con peso proprio maggiore devono essere considerati in fase di progettazione, tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio.

1.3. Carichi variabili

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

AZIONE SISMICA SULLE STRUTTURE

2.1. Accelerazione sismica

Quando si verifica un sisma il movimento del terreno può danneggiare un edificio a causa di **forze d'inerzia che nascono per effetto della vibrazione della massa dell'edificio stesso**. L'entità delle forze a cui è sottoposta la struttura sono funzione dell'accelerazione impressa dal sisma e dalla massa dell'oggetto stesso.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni fanno riferimento all'accelerazione orizzontale massima su suolo rigido (PGA, *Peak Ground Acceleration*) che, essendo un parametro sintetico, è utile ai fini della classificazione del territorio ma non è rappresentativo dell'energia rilasciata né degli effetti sulle costruzioni.

Le NTC descrivono la *pericolosità sismica* in un generico sito tramite:

- a) un reticolo (*reticolo di riferimento*) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- b) per ogni punto del reticolo i valori di **accelerazione orizzontale massima a_g** e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale;
- c) diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno TR ricadenti in un *intervallo di riferimento* compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi, per i valori precedenti.

Nell'Allegato B alle NTC 2008 [§ 3.2 delle NTC 2018] sono riportate delle tabelle che definiscono i parametri dell'azione sismica:

- In **Tabella 1** vengono forniti, per **10751** punti del *reticolo di riferimento* e per **9** valori del periodo di ritorno TR (**30** anni, **50** anni, **72** anni, **101** anni, **140** anni, **201** anni, **475** anni, **975** anni, **2475** anni), i valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* da utilizzare per definire l'azione sismica nei modi previsti dalle NTC. I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di latitudine e longitudine ed ordinati a latitudine e longitudine crescenti, facendo variare prima la longitudine e poi la latitudine. L'accelerazione al sito a_g è espressa in $g/10$; F_0 è adimensionale, T_C^* è espresso in secondi.
- In **Tabella 2**, con metodologia e convenzioni analoghe a quelle del resto del territorio nazionale, sono forniti i valori di a_g , F_0 , T_C^* per le seguenti isole: Arcipelago

Toscana, Isole Egadi, Pantelleria, Sardegna, Lampedusa, Linosa, Ponza, Palmarola, Zannone, Ventotene, Santo Stefano, Ustica, Tremiti, Alicudi, Filicudi, Panarea, Stromboli, Lipari, Vulcano, Salina. I parametri forniti per ciascuna isola si mantengono costanti su tutto il territorio della stessa.

Da alcune *faq* sul sito INGV si riporta:

«Quale è la differenza tra i termini a_g , a_{max} e PGA?
 I tre termini si riferiscono alla stessa grandezza, vale a dire il valore massimo (o picco) di accelerazione del suolo attesa; a_g è il termine usato nella normativa, a_{max} è usato nei documenti scientifici in italiano che accompagnano questi studi di pericolosità sismica, PGA è il termine nella letteratura scientifica internazionale».

2.2. Tempo di ritorno

Per eseguire qualsiasi verifica sismica, la prima grandezza da determinare è il **periodo di ritorno** T_R dell'azione sismica. Infatti le NTC, al § 2.4.3, riportano che le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un **periodo di riferimento** V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la **vita nominale** di progetto V_N per il **coefficiente d'uso** C_U . Il periodo di riferimento V_R esprime in anni il **periodo di ritorno**, il quale rappresenta in definitiva l'intervallo di tempo entro cui può manifestarsi, per dato sito geografico, un evento sismico di energia prefissata.

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla **necessaria** manutenzione così come prevista in sede di progetto, mantenga gli specifici livelli prestazionali per i quali è stata progettata.

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella tabella 2.1. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni prestazionali dipendenti dal tempo.

Tabella 2.1. Valori minimi della Vita Nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzione

[Rif. Tab. 2.4.1 - NTC]

	Tipi di costruzione	Valori minimi di V_N [anni]
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzione con livelli di prestazione elevati	100

Le classi d'uso sono definite facendo riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso in caso di evento sismico.

Le costruzioni sono suddivise nelle seguenti classi d'uso:

LE MURATURE: CARATTERISTICHE E FUNZIONI

3.1. I componenti della muratura

Con il termine *muratura* si intende un materiale eterogeneo, formato da elementi resistenti lapidei tenuti insieme da un legante, la malta.

La proprietà meccanica finale della muratura è diversa da quella dei suoi singoli componenti. Gli elementi lapidei costituenti la muratura possono essere naturali o artificiali, come schematicamente indicato in tabella:

Elementi lapidei	Naturali	Pietra
		Tufo
		Argilla cruda
	Artificiali	Laterizio pieno
		Laterizio forato
		Blocchi forati
		Calcestruzzo alveolare

L'altro componente della muratura, *le malte*, possiamo suddividerlo in base ai materiali costituenti o al tipo:

Malta	Tipo	Pozzolana
		Idraulica
		Bastarda cementizia
	Materiali costituenti	Calce aerea
		Calce idrata
		Sabbia
		Cemento

Fino a qualche tempo fa la calce idrata era ottenuta direttamente in cantiere dallo spegnimento della calce viva con acqua. Oggi entrambe le tipologie di calce si ottengono con processi industriali standardizzati.

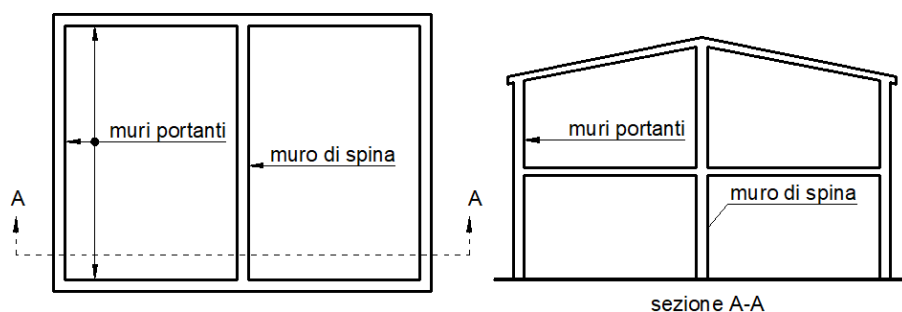
Anche in funzione delle caratteristiche geometriche dei materiali lapidei che formano la muratura, questa può assumere varie denominazioni:

Classificazione secondo il materiale lapideo	
Muratura irregolare	Formata da elementi informi, che si possono presentare o come ciottoli di fiume, di piccole o medie dimensioni, levigati e con spigoli dalla forma decisamente arrotondata (provenienti dalle alluvioni o da letti di torrenti e fiumi) o come scapoli di cava, scaglie, ecc..
Muratura sbozzata o semi regolare	Costituita da elementi sommariamente lavorati, dal taglio non perfettamente squadrato, che si presentano in forma pseudo-regolare.
Muratura regolare	Realizzata con elementi dal taglio regolare quasi perfettamente squadrato, quale viene consentito dal tufo e da talune pietre, nonché naturalmente dal laterizio.

A seconda della funzione che sono chiamati ad assolvere i muri assumono le seguenti denominazioni:

- muri maestri o portanti;
- di tamponamento;
- divisori o tramezzi.

Le pareti perimetrali che hanno il compito di sostenere i solai sono chiamate *muri portanti* o *muri maestri*. Qualora tra un muro portante e l'altro ci fosse una distanza > 7 m, si realizza un'altra parete, sempre con funzione strutturale, chiamata *muro di spina*.



In base alla tecnica di esecuzione si possono avere: muri a secco e muri con malte. Due esempi di muri a secco sono riportati nell'immagine seguente.



Da notare come nella diversa epoca di realizzazione e destinazione del manufatto cambi anche l'elemento lapideo utilizzato: pietra informe, proveniente da raccolta superficiale, nel ricovero provvisorio, pietra arenaria squadrata nel muro di contenimento

EDIFICI ESISTENTI

La muratura è stato il materiale da costruzione più largamente utilizzato in Italia, almeno fino a 1950. Questo comporta che il patrimonio edilizio esistente sia realizzato in larga parte con struttura portante in muratura.

Basta pensare, a esempio, agli edifici con valenza storico-architettonica. Per intervenire su questi edifici occorre innanzi tutto il riconoscimento della tipologia muraria.

Considerando che sul territorio si utilizzavano una notevole varietà di tecniche costruttive e materiali impiegati, un inquadramento in tipologie precostituite come visto per i nuovi edifici, può risultare problematico.

4.1. Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Le attuali norme tecniche (§ 8.5.4 NTC 2018, § C8.5.4 della Circolare 21 gennaio 2019, n. 7), hanno confermato l'obbligo, da parte del progettista, di avere un adeguato livello di conoscenza del fabbricato oggetto dell'intervento da effettuare.

Il § C8.5.2.1 della Circolare 21 gennaio 2019, n. 7, per gli edifici di muratura, *vista la grande varietà di materiali e tecniche costruttive impiegate*, descrive tre diversi livelli di indagine da perseguire:

- 1) *indagini limitate*: sono generalmente basate su indagini di tipo visivo che, al rilievo geometrico delle superfici esterne degli elementi costruttivi, uniscono saggi che consentano di esaminare, almeno localmente, le caratteristiche della muratura sotto intonaco e nello spessore, caratterizzando così la sezione muraria, il grado di ammorsamento tra pareti ortogonali e le zone di appoggio dei solai, i dispositivi di collegamento e di eliminazione delle spinte;
- 2) *indagini estese*: i rilievi e le indagini in-situ indicati al punto precedente, sono accompagnati da saggi più estesi e diffusi così da ottenere tipizzazioni delle caratteristiche dei materiali e costruttive e una aderenza delle indicazioni fedele alla reale varietà della costruzione;
- 3) *indagini esaustive*: oltre a quanto indicato al punto precedente, le indagini sono estese in modo sistematico con il ricorso a saggi che consentano al tecnico di formarsi un'opinione chiara sulla morfologia e qualità delle murature, sul rispetto della regola dell'arte nella disposizione dei materiali, sia in superficie che nello

spessore murario, sull'efficacia dell'ammorsamento tra le pareti e dei dispositivi di collegamento e di eliminazione delle spinte, oltre che sulle caratteristiche degli appoggi degli elementi orizzontali.

La normativa, già tra le indagini limitate, sottolinea l'importanza di eseguire saggi di rimozione dell'intonaco per valutare, oltre alla tipologia di tessitura muraria, soprattutto il grado di ammorsamento tra le pareti, ai fini di una corretta valutazione delle vulnerabilità sismiche e degli eventuali cinematismi fuori dal piano che potrebbero caratterizzare il comportamento dinamico dell'edificio qualora le sue pareti non siano sufficientemente collegate.

Oltre alle indagini di cui sopra, la Circolare al fine di determinare le caratteristiche meccaniche descrive (§ C8.5.3.1) anche i diversi livelli di prove in situ o in laboratorio per le proprietà meccaniche delle strutture murarie esistenti.

Come per le indagini anche le prove sono suddivise in tre range:

- 1) «*prove limitate*»: si tratta di indagini non dettagliate e non estese, basate principalmente su esami visivi delle superfici, che prevedono limitati controlli degli elementi costituenti la muratura. Sono previste rimozioni locali dell'intonaco per identificare i materiali di cui è costituito l'edificio; in particolare, avvalendosi anche dell'analisi storico-critica, è possibile suddividere le pareti murarie in aree considerabili come omogenee. Scopo delle indagini è consentire l'identificazione delle tipologie di muratura alla quale fare riferimento ai fini della determinazione delle proprietà meccaniche; questo prevede il rilievo della tessitura muraria dei paramenti ed una stima della sezione muraria;
- 2) *prove estese*: si tratta di indagini visive, diffuse e sistematiche, accompagnate da approfondimenti locali. Si prevedono saggi estesi, sia in superficie sia nello spessore murario (anche con endoscopie), mirati alla conoscenza dei materiali e della morfologia interna della muratura, all'individuazione delle zone omogenee per materiali e tessitura muraria, dei dispositivi di collegamento trasversale, oltre che dei fenomeni di degrado. È inoltre prevista l'esecuzione di analisi delle malte e, se significative, degli elementi costituenti, accompagnate da tecniche diagnostiche non distruttive (penetrometriche, sclerometriche, soniche, termografiche, radar, ecc.) ed eventualmente integrate da tecniche moderatamente distruttive (ad esempio martinetti piatti), finalizzate a classificare in modo più accurato la tipologia muraria e la sua qualità;
- 3) *prove esaustive*: in aggiunta alle richieste della categoria precedente, si prevedono prove dirette sui materiali per determinarne i parametri meccanici. Il progettista ne stabilisce tipologia e quantità in base alle esigenze di conoscenza della struttura. Le prove devono essere eseguite o in situ o in laboratorio su elementi indisturbati prelevati in situ; esse possono comprendere, se significative: prove di compressione (ad esempio: su pannelli o tramite martinetti piatti doppi); prove di taglio (ad esempio: compressione e taglio, compressio-

INTERVENTI SULLE MURATURE

Per una corretta progettazione di un intervento sulle murature, fondamentale importanza assumono le caratteristiche meccaniche e di resistenza della muratura su cui si deve intervenire. Occorre anche conoscere la collocazione planimetrica della parete, l'esatta altezza di interpiano, lo spessore della parete al netto dell'intonaco e la tipologia della muratura. Inoltre, è indispensabile conoscere se la muratura ha continuità ai piani superiori e inferiori. Per i piani immediatamente superiore e inferiore (adiacenti) è necessario conoscere anche la distribuzione delle aperture in corrispondenza delle pareti oggetto di intervento. La mancanza anche di uno solo dei dati descritti impedisce, di fatto, di poter correttamente progettare l'intervento sulla parete muraria al piano in questione.

Il livello di conoscenza che occorre acquisire è, quindi, almeno LC1 (verifiche limitate). In mancanza di specifiche prove sperimentali, i valori delle caratteristiche meccaniche della muratura potranno essere stimati in base alla tabella C8.A.2.1 o, in mancanza di altri riferimenti, facendo riferimento ad indicazioni contenute nella letteratura tecnica di comprovata validità.

5.1. Interventi locali

Dopo circa dieci anni dalle prime NTC, sono state pubblicate le nuove norme tecniche e la relativa circolare per le costruzioni. Si tratta del D.M 17 gennaio 2018, recante «*Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»*», e della relativa Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 applicativa delle nuove norme tecniche per le costruzioni.

Ai fini del presente capitolo è di grande interesse il capo 8.4 recante *Classificazione degli interventi*.

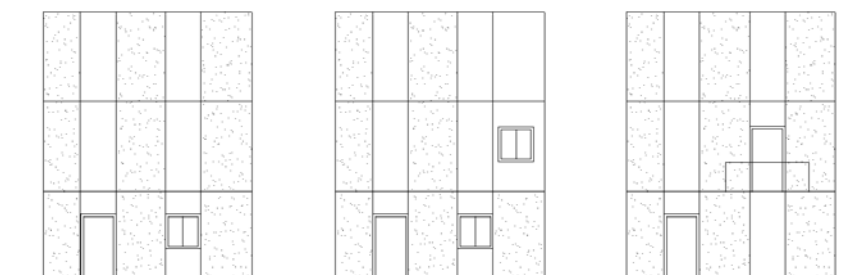
Gli interventi eseguibili sugli edifici sono raggruppati nelle tre grandi categorie:

- *interventi di riparazione o locali*: interventi che interessino singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti;
- *interventi di miglioramento*: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3;
- *interventi di adeguamento*: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3.

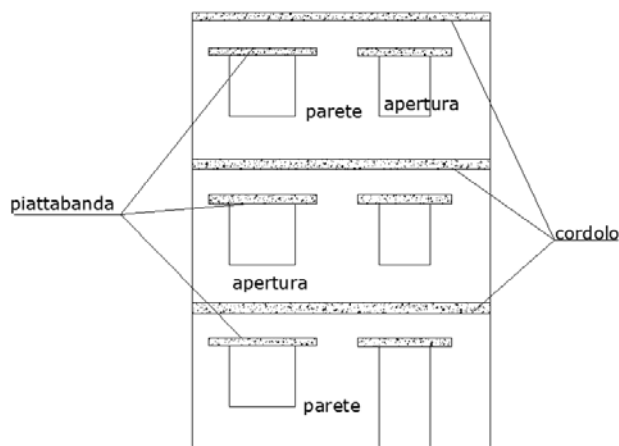
PARETE DI MURATURA

Le costruzioni di muratura ordinaria è opportuno che abbiano le aperture praticate nei muri resistenti al sisma allineate verticalmente. Se così non fosse, deve essere prestata particolare attenzione sia alla definizione di un adeguato modello strutturale sia alle verifiche, in quanto il disallineamento delle aperture comporta discontinuità ed irregolarità nella trasmissione delle azioni interne.

In assenza di valutazioni più accurate, si prendono in considerazione nel modello strutturale e nelle verifiche esclusivamente le porzioni di muro che presentino continuità verticale dal piano oggetto di verifica fino alle fondazioni.

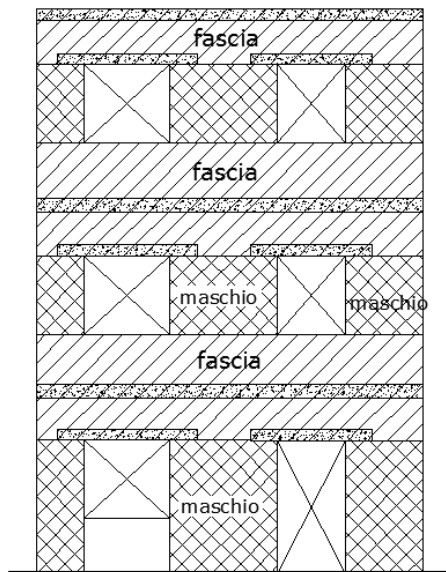


Nella parete di un fabbricato di muratura si possono individuare i seguenti elementi:

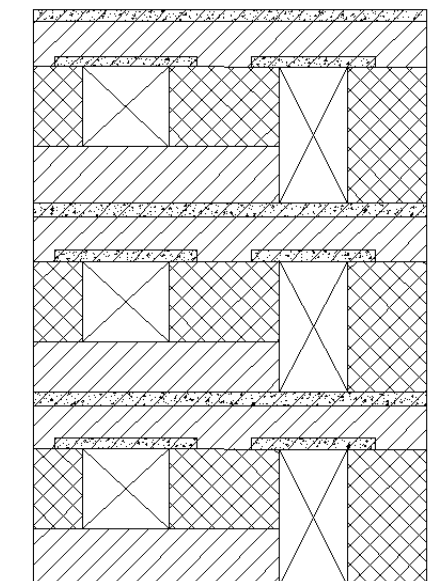


Oltre agli elementi segnati nella figura precedente, assumono particolare denominazione, ai fini del calcolo strutturale, le seguenti parti:

- a) **fasce di piano**: porzioni di muratura orizzontale al di sopra dei vani;
- b) **maschi murari o setti**: porzione di muratura posta tra due aperture contigue.



Nel caso di pareti irregolari (aperture di diversa ampiezza) le fasce hanno altezze diverse.



Parete irregolare (fasce con diverse altezze)

MECCANISMI DI ROTTURA DELLA MURATURA

In caso di analisi lineare, al fine della verifica di sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo, la capacità di ogni elemento strutturale resistente al sisma deve essere non inferiore alla domanda agente per ciascuna delle seguenti modalità di collasso:

- pressoflessione nel piano della parete;
- taglio nel piano della parete;
- pressoflessione fuori piano.

Devono essere comunque soggette a verifica a pressoflessione fuori del piano tutte le pareti aventi funzione strutturale, in particolare quelle portanti carichi verticali, anche quando considerate non resistenti al sisma.

7.1. Pressoflessione nel piano

La verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si esegue confrontando il momento di progetto agente con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione e un'opportuna distribuzione non lineare delle compressioni.

Nel caso di una sezione rettangolare e diagramma delle compressioni rettangolare con valore della resistenza pari a $0,85 \times f_d$.

Tale momento ultimo può essere calcolato come¹:

$$M_u = \left(l^2 \times t \times \frac{\sigma_0}{2} \right) \times \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 \times f_d} \right)$$

dove:

- M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;
- l è la lunghezza complessiva della parete (comprensiva della zona tesa);
- t è lo spessore della zona compressa della parete;
- σ_0 è la tensione normale media, *riferita all'area totale della sezione* ($= N / (l \cdot t)$, con N forza assiale agente positiva se di compressione); se N è di trazione, $M_u = 0$;
- $f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di progetto della muratura.

¹ Cfr. paragrafo 7.8.2.2.1 delle NTC.

7.2. Taglio

La capacità a taglio di ciascun elemento strutturale è valutata per mezzo della relazione seguente:

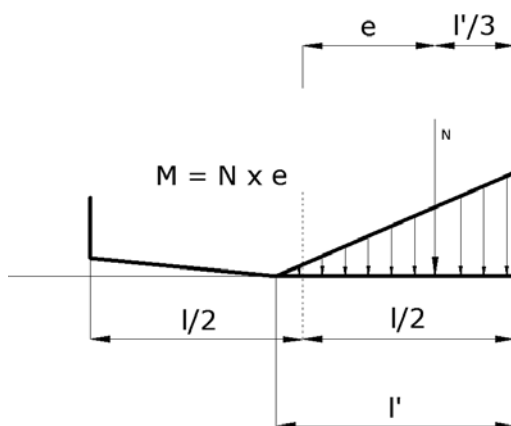
$$V_t = l' \times t \times f_{vd}$$

dove:

- l è la lunghezza della parte compressa della parete ottenuta sulla base di un diagramma lineare delle compressioni, e in assenza di resistenza a trazione;
- t è lo spessore della zona compressa della parete;
- $f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di progetto della muratura, calcolata assumendo:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \times \sigma_0$$

con la tensione normale media calcolata **solo sulla parte compressa** della sezione $\sigma_0 = N / (l \cdot t)$.



In funzione dell'eccentricità si ha:

- $e \leq l/6$ è la sezione è tutta reagente a compressione $l = l'$;
- $l/6 < e \leq l/2$ è il centro di pressione è all'interno della sezione, ma all'esterno del terzo medio, la sezione reagente ha lunghezza $l = 3 \times (l/2 - e)$.

Applicazione numerica

Si intende effettuare la verifica a pressoflessione e taglio nel piano, dei setti murari facenti parti di un edificio a due piani di cui si siano già calcolate delle sollecitazioni orizzontali. Per procedere con la verifica occorre conoscere, oltre le forze orizzontali che agiscono alla sommità del setto, le dimensioni geometriche del setto, la tensione media che sollecita il setto, le caratteristiche di resistenza della muratura.

CINEMATISMI

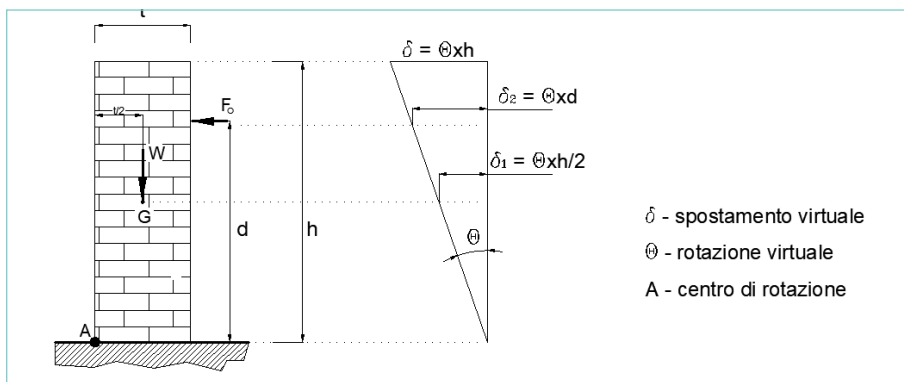
Lo studio degli effetti provocati dai diversi terremoti che hanno colpito l'Italia ha messo in evidenza che buona parte dei crolli verificatisi negli edifici in muratura non sono stati causati tanto dalla scarsa qualità dell'elemento murario quanto per l'assenza o la scarsa efficacia dei vari collegamenti strutturali e principalmente l'ammorsamento tra pareti ortogonali, tra pareti e solai e per la presenza di elementi spingenti.

L'assenza di tali collegamenti è la causa principale del collasso locale delle pareti in muratura. La probabilità che determinate pareti di un edificio possano localmente collassare tramite cinematismi di ribaltamento, rischio peraltro non rilevabile da un'analisi sismica di tipo globale, deve essere attentamente valutata. I meccanismi locali nelle pareti si attivano, prevalentemente, per azioni perpendicolari al loro piano medio, ma anche per azioni nel loro piano medio. Fanno parte dei meccanismi locali le criticità connesse a rotazioni delle pareti fuori dal proprio piano e alla presenza di elementi spingenti (come archi, volte o puntoni), ma anche alla sconnessione di orizzontamenti e coperture e alla fuoriuscita delle travi dalle sedi di appoggio.

La verifica di questi meccanismi può essere eseguita attraverso l'analisi dei cinematismi di corpo rigido, secondo le modalità descritte nel seguito. È utile ricordare che tali verifiche hanno significato se è garantita una certa monoliticità della parete muraria, tale da impedire collassi puntuali per disintegrazione della muratura.

È possibile utilizzare per lo studio di questi meccanismi l'analisi cinematica lineare, che richiede per la verifica solamente il calcolo del moltiplicatore di collasso o di attivazione del meccanismo a_0 . Il valore di tale moltiplicatore può essere utilizzato per eseguire sia la verifica allo stato limite di danno (attivazione del meccanismo locale) sia quella allo SLV.

Si consideri la parete della seguente figura soggetta alla forza orizzontale F_o e al peso proprio W . Si vuole indagare circa l'intensità della forza F_o che potrebbe produrre la crisi del sistema per rotazione attorno al centro di rotazione A . A tal fine si utilizza il principio dei lavori virtuali (PLV). Questo riporta che per un sistema equilibrato il lavoro totale di tutte le forze applicate (interne ed esterne) è nullo per qualunque insieme di possibili piccolissimi spostamenti delle parti del sistema. Nel caso di corpi rigidi, (come è il muro dell'esempio), mancando le deformazioni interne, le uniche forze sono costituite dai soli carichi esterni. La sommatoria del lavoro compiuto da queste forze deve essere pari a zero.



Imprimendo al sistema una rotazione arbitraria θ , attorno al centro di rotazione A, in corrispondenza dei punti di applicazione delle forze esterne si hanno i seguenti spostamenti virtuali:

Forza	Spostamento
Forza peso, applicato nel baricentro G	$\delta_1 = \theta \times h / 2$
Forza F_0 , applicata ad altezza d	$\delta_2 = \theta \times d$

$$\sum_{i=1}^N F_i \times \delta_i = 0 \qquad -W \times \theta \times \frac{h}{2} + F_0 \times \theta \times d = 0$$

Ricavando F si ottiene:

$$F_0 = \frac{W \times h}{2 \times d}$$

La grandezza F_0 rappresenta una forza orizzontale che applicata alla distanza d dalla base del muro, provoca il ribaltamento del muro attorno ad A.

Nell'esempio si è considerata la forza F_0 di intensità costante e non dipendente da altre grandezze. Se si suppone che essa dipenda da un moltiplicatore di collasso, come è l'accelerazione sismica, che indichiamo con α_0 , e riscriviamo l'equazione si ottiene:

$$-W \times \theta \times \frac{h}{2} + \alpha_0 \times F_0 \times \theta \times d = 0$$

da cui si ottiene il moltiplicatore di collasso sismico che produce il ribaltamento del muro:

$$\alpha_0 = \frac{W \times h}{2 \times F_0 \times d}$$

Nell'esempio si è fatta astrazione da ogni connessione del muro con altri muri e ai diaframmi di piano (solai) che hanno lo scopo di ridurre la snellezza delle pareti, rispettivamente nei riguardi della flessione orizzontale e verticale. Ciò ha il duplice effetto di:

ACCIAIO DA CARPENTERIA

La norma base per questo materiale è la UNI EN 10027-1:2006. Essa specifica le regole per la designazione degli acciai per mezzo di lettere e numeri simbolici per esprimere l'applicazione e le principali caratteristiche per esempio meccaniche, fisiche e chimiche in modo da ottenere una identificazione abbreviata degli acciai.

La prima lettera è:

- B: per acciaio da utilizzare per le opere in calcestruzzo armato ordinario;
- Y: per acciaio da utilizzare per le opere in calcestruzzo armato precompresso;
- S: per acciaio da utilizzare per le carpenterie metalliche.

9.1. Resistenza di calcolo

Gli acciai da carpenteria previsti dalla attuale normativa vanno dalla classe S 235 a S 355, oltre le classi speciali.

Il numero indica la tensione caratteristica di snervamento espressa in MPa mentre S è il simbolo dell'acciaio strutturale.

Classe	Tensione caratteristica di snervamento f_{yk} [daN/cm ²]	Tensione caratteristica di rottura f_{tk} [daN/cm ²]
S235	2.350	3.600
S275	2.750	4.300
S355	3.550	5.100

La resistenza di calcolo, f_{yd} , da utilizzare nei dimensionamenti delle strutture metalliche è ottenuta dividendo la resistenza caratteristica di rottura, f_{yk} , per dei coefficienti di sicurezza del materiale.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m}$$

Il coefficiente di sicurezza è stato stabilito dalle NTC (punto 4.3.3) e vale: $\gamma_m = 1,05$.

A questa resistenza di calcolo corrisponde la deformazione limite elastica e_{syd} il cui valore si può calcolare mediante l'espressione:

$$e_{syd} = \frac{f_{yd}}{E}$$

con E = modulo elastico lineare: $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$.

Il modulo elastico tangenziale vale $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \text{ N/mm}^2$ con $\nu = 0,3$.

Le più comuni travi di acciaio cui si fa riferimento nel testo sono:

- 1) IPE (UNI 5398-78), sigla di *European Profile* (I richiama la forma): nei quali le facce interne delle ali sono parallele alle facce esterne. Le sezioni hanno l'altezza dell'anima circa doppia la larghezza delle ali. Sono indicate dalla dicitura IPE e sono seguite da un numero che indica l'altezza in millimetri (ad esempio IPE 100).
- 2) HE (UNI 5397-78), sigla di *European* (H richiama la forma): sezioni con base circa uguale all'altezza. Vengono prodotti in 3 tipi a seconda dello spessore crescente dell'ala che è comunque maggiore di quello dell'anima:
 - A: serie leggera;
 - B: serie media;
 - M: serie pesante.

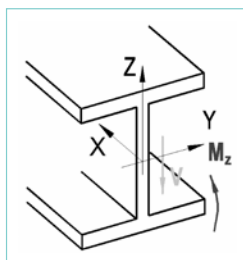
Sono indicate dalla dicitura HE, seguita da una lettera indicante la serie e da un numero che indica l'altezza in millimetri (ad esempio HEA100).

La loro diffusione è giustificata dalla loro efficienza a carichi flessionali: in esse infatti il materiale è concentrato sulle ali, le parti più distanti dal punto baricentrico della sezione, aumentandone la loro rigidezza flessionale.

9.2. Caratteristiche geometriche

Secondo le NTC gli assi di riferimento risultano orientati come da figura:

- a) asse x nel senso della luce della trave;
- b) asse y orizzontale;
- c) asse z verticale.



Molti cataloghi di profilati utilizzano per le rappresentazioni grafiche i seguenti simboli:

CALCOLO INTERVENTO LOCALI

10.1. Iniezioni di miscele leganti

Quando si è in presenza di una muratura che per il materiale con cui è stata realizzata (pietrame, scapolame vario, ecc.) presenta una elevata percentuale di vuoti, è possibile rinforzarla tramite la tecnica delle iniezioni di malta. La malta o la miscela legante, fatta penetrare nella muratura va a riempire i vuoti e le piccole lesioni. Eliminando le cavità si ripristina la continuità di tutta la sezione, e quindi gli sforzi si ripartiscono in maniera più uniforme migliorando le caratteristiche meccaniche (resistenza e rigidità) della muratura nel suo complesso. La stessa tecnica può anche applicarsi a murature di altro tipo che presentano grandi aree interessate da lesioni diffuse.

Questa tecnica non richiede l'esecuzione di operazioni che alterano l'aspetto esteriore della struttura, pertanto è indicata là dove si vuole mantenere la struttura il più possibile fedele all'aspetto originario.

10.1.1. *Tecnica di esecuzione*

L'iniezione della malta, a pressione o per colatura, è preceduta dalle seguenti fasi lavorative preliminari:

- 1) Eventuale rimozione dell'intonaco esistente con messa a nudo della tessitura muraria.
- 2) Pulitura della parete (getti d'acqua in pressione, aria compressa, spazzolatura, ecc.).
- 3) Sigillatura delle eventuali lesioni per evitare le fuoriuscite di malta. Vanno puliti e sigillati anche i giunti deteriorati. Sono da utilizzare malta a base di cemento e sabbia o calce e sabbia.
- 4) Pianificazione della posizione dei fori da cui immettere la malta.
- 5) Realizzazione dei fori, che devono interessare la muratura per un tratto compreso tra i 2/3 e i 3/4 dello spessore del muro. Utilizzare trapani a rotazione e non a percussione. Per spessore di muri elevato (> 50 cm) considerare la possibilità di forare la parete da entrambe le facce. Nelle murature di pietrame, le perforazioni si eseguiranno in corrispondenza dei giunti di malta.

- 6) Collocazione boccagli di raccordo.
- 7) Immissione di acqua: serve come lavaggio della muratura e per segnalare eventuali lesioni non sigillate.

L'iniezione della malta può avvenire in due modi a pressione o per colatura.

L'iniezione a pressione consiste nell'immettere la malta all'interno della parete tramite una pompa idraulica, munita di un gruppo di controllo della pressione. La parte delicata di questa fase lavorativa è l'individuazione della giusta pressione di immissione. Pressione troppo basse fanno sì che la malta non vada a riempire tutti i vuoti all'interno della parete. Viceversa, pressioni molto alte possono danneggiare la muratura.

In presenza di murature particolarmente lesionate bisogna fare particolare attenzione a questa fase lavorativa, valutando la possibilità di mettere in sicurezza la parete, (puntellamenti, sbadacchiature, ecc.) prima di immettere la malta in pressione. Il porre attenzione alla pressione di immissione della malta è ribadito anche la punto C8.7.4.1 della Circolare n. 7/2019 dove recita: «*Nei casi in cui si operi attraverso le **iniezioni di miscela leganti**, si procede anche alla verifica della fattibilità dell'intervento in termini di capacità delle murature di assorbire e diffondere le malte iniettate ponendo attenzione nella scelta della pressione di immissione della miscela, per evitare dissesti locali.*».

L'immissione della malta inizierà a partire dalla fila inferiore di fori verso le superiori, al fine di riempire tutte le cavità. Alla fuoriuscita della malta da un foro attiguo, interrompere l'operazione di iniezione, chiudere il tubo iniettore utilizzato e iniettare la boiaccia nel foro dove si è verificata la fuoriuscita di materiale. Proseguire con tale procedura sino alla fuoriuscita di malta dal foro collocato più in alto. Ultimato il consolidamento della struttura, rimuovere i tubi iniettori e sigillare i fori.

In caso di murature particolarmente deteriorate è preferibile adottare la tecnica delle iniezioni a gravità o per colatura per non peggiorare le già precarie condizioni della muratura. L'efficacia di questo metodo è inferiore al precedente, in quanto solo i vuoti più grandi riescono a riempirsi, venendo meno così l'uniformità della sezione che era quella che assicurava il miglioramento delle caratteristiche di resistenza.

10.1.2. Tipi di miscela

Oggi il mercato fornisce diversi prodotti da utilizzare per questo tipo di intervento, basta fare una ricerca sul web per trovare una gran quantità di prodotti con dettagliate descrizioni della resistenza a compressione e modulo elastico. L'accortezza del progettista sta nello scegliere prodotti che abbiano caratteristiche di resistenza e moduli elastici che si avvicinano il più possibile a quelli della muratura da consolidare per uniformare le rigidità presenti.

La malta da utilizzare si deve mantenere stabile nel tempo e deve sviluppare forti legami con la muratura. Alla malta vanno aggiunti solitamente additivi fluidificanti e antiritiro. Le miscele più frequentemente utilizzate sono quelle inorganiche e quelle a base di resine sintetiche.

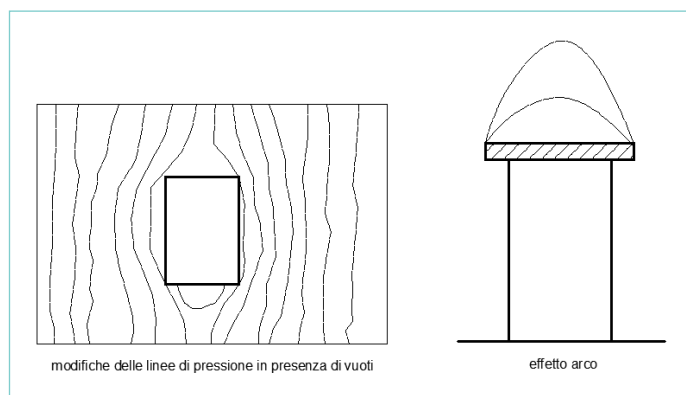
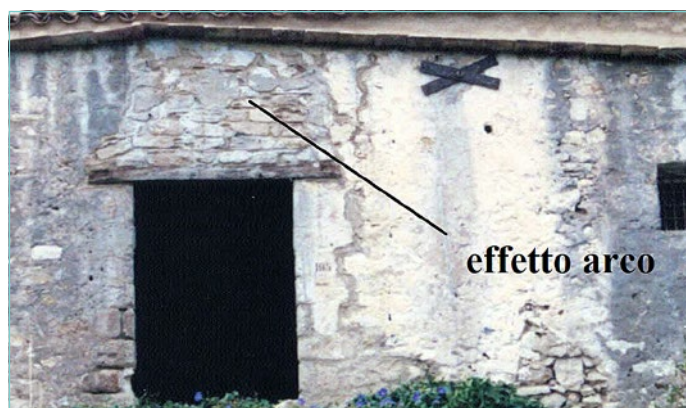
Tra le prime è possibile annoverare:

VERIFICA ARCHITRAVI

11.1. Architravi

L'architrave è un elemento strutturale semplice che ha notevole importanza negli edifici a struttura muraria determinandone il comportamento globale. All'architrave si richiede di portare una parte dei carichi che lo sovrastano (muratura, solai, tetti, ecc.), e contestualmente rinforzando le fasce di piano aumentare la resistenza dell'intero edificio.

Nella pratica professionale, trattando il restauro di edifici antichi, sovente si rinven-
gono sulle aperture degli architravi realizzati con travetti di legno ampiamente deformati
(vedi immagine seguente), e con evidente formazione dell'*effetto arco*.



Evidentemente un architrave così fatto non contribuisce alla resistenza globale sia della parete e sia dell'edificio. Bisogna anche considerare che la mancanza di continuità, dovuta all'apertura sotto l'architrave, modifica lo stato tensionale, provocando concentrazioni di tensioni le quali potrebbero dar luogo a trazioni nella muratura.

Altri tipi di architravi di frequente uso sono quelli in cemento armato e quelli realizzati con putrelle in acciaio.

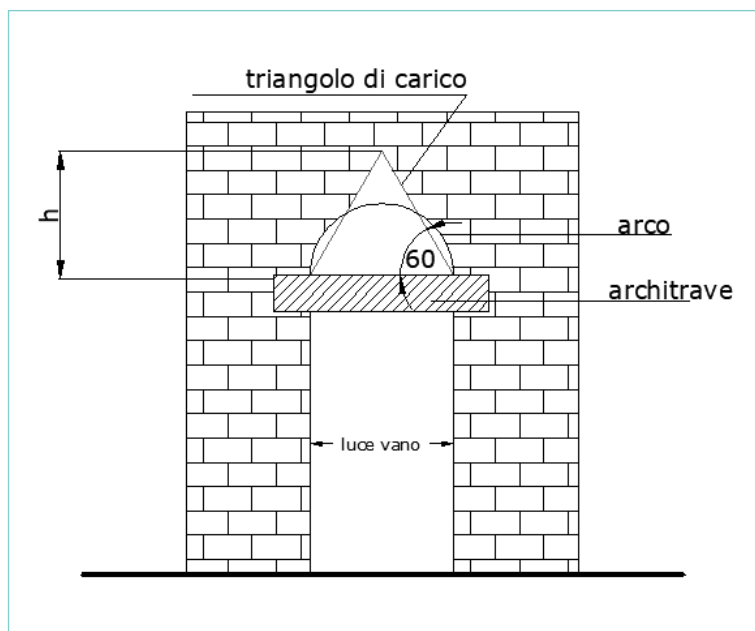
11.2. Calcolo dell'architrave

In genere il carico della muratura che grava sull'architrave si calcola considerando un triangolo con angolo alla di base di 60 gradi.

Questo sotto l'ipotesi di considerare l'area dell'*effetto arco* come un semicerchio e che tale area sia uguale a quella del triangolo.

L'altezza del triangolo di carico vale:

$$h = \frac{1}{2} \times l_c \times \tan(60)$$



Il carico sull'architrave, di forma triangolare, lo si trasforma in carico equivalente uniformemente distribuito moltiplicando questa altezza per un coefficiente pari a $\text{coeff} = 0,67$.

I carichi uniformemente distribuiti, al di sopra del triangolo di carico, dovuti a eventuali solai sono trascurati nel calcolo dell'architrave, mentre i carichi dei solai che agiscono all'interno del triangolo di carico si considerano solo per il tratto intercettato dal triangolo di carico.

TIRANTI METALLICI

12.1. Premessa

Tra gli interventi di consolidamento di tipo cosiddetto locale figura anche il posizionamento di tiranti metallici (o catene) il cui utilizzo è espressamente previsto dalla vigente normativa. Infatti, al punto C8.4.1 della Circolare, si riporta: *Il ripristino o rinforzo dei collegamenti esistenti tra i singoli componenti o tra parti di essi o la realizzazione di nuovi collegamenti (ad esempio tra pareti murarie, tra pareti e travi o solai, anche attraverso l'introduzione di catene/tiranti, chiodature tra elementi lignei di una copertura o di un solaio, tra componenti prefabbricati) ricadono in questa categoria.*

Questo intervento è utilizzato a volte come presidio provvisorio, altre volte come intervento a carattere permanente. Il loro uso serve sia per bloccare l'insorgere di cinematici locali – impedire il ribaltamento dei pannelli murari – sia per assorbire le spinte delle volte e degli archi. Entrambi questi interventi sono previsti nella Circolare (capo C8.7.4.1), punti 2 e 5.: Il punto 2 tratta della connessione tra pareti opposte, migliorando lo schema resistente: *«Particolarmente efficaci sono gli elementi di collegamento tra pareti opposte atti a impedirne le rotazioni verso l'esterno e ad assicurare il funzionamento scatolare dell'edificio. A tale scopo possono essere utilmente impiegati tiranti (o catene), siano essi metallici o di altri materiali, disposti nelle due direzioni principali del fabbricato, al livello dei solai e in corrispondenza delle pareti portanti. I tiranti consentono anche la formazione del meccanismo tirante-puntone nelle fasce, migliorando la capacità di accoppiamento dei maschi murari.».*

- Il punto 5 tratta della spinta generata da archi e volte, riportando: *«L'assorbimento delle spinte di strutture voltate, particolarmente importante in caso di sisma, può essere ottenuto con tiranti e cerchiature. La posizione ottimale dei tiranti è al di sopra delle imposte degli archi, ma spesso tale soluzione non può essere adottata, per cui può essere necessario disporre i tiranti all'estradosso, purché ne sia dimostrata l'efficacia e la flessione risultante sia adeguatamente presidiata. Presidi estradosso possono essere realizzati con elementi dotati anche di rigidezza flessionale (elementi di limitata sezione) e aggiungendo tiranti inclinati a questi connessi e ancorati a livello delle imposte (catene a braga).».*

L'uso degli incatenamenti metallici presenta vari vantaggi:

- facile messa in opera;

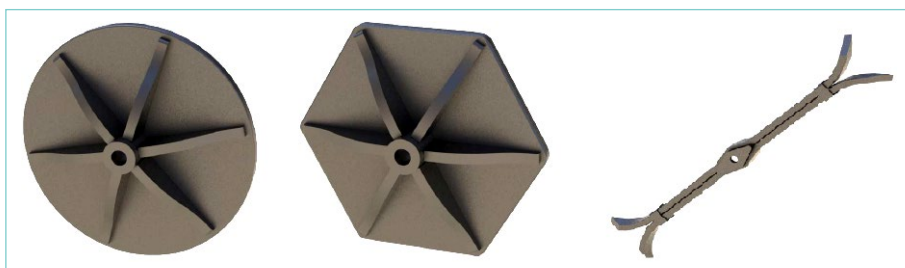
- intervento completamente reversibile;
- scarsa invasività architettonica.

12.2. Elementi costitutivi dei tiranti metallici

L'insieme di questo presidio è costituito da più parti: tirante, capochiave e eventuali giunti di connessione.

Il **tirante** è un elemento di acciaio tondo liscio o ad aderenza migliorata, piatto o quadrato. L'acciaio può anche essere di tipo armonico, come quello che si utilizza nel cemento armato precompresso. Il **capochiave**, sempre di acciaio, trasferisce lo sforzo del tirante alla muratura; può avere diverse forme, come mostrato nell'immagine seguente (tratta dal catalogo Contigiani & Giacomini, reperibile in rete):

- *a piastra* di forma Circolare, quadrata, ellittica o rettangolare. I primi due tipi avranno il lato o il diametro compreso tra i 30 e 50 cm;
- *a paletto* di lunghezza in genere compresa tra cm 80 e cm 120. È infatti importante non eccedere nella lunghezza, onde evitare eccessive inflessioni che ridurrebbero l'efficacia del ritegno, così come è altrettanto importante evitare paletti troppo corti, per non avere elevati sforzi concentrati.



Il **giunto di connessione** serve per collegare i vari tronchi dei tiranti e possono essere sostanzialmente di due tipi: *a forchetta con spinotto*; *a manicotto a vite* come nella figura seguente:

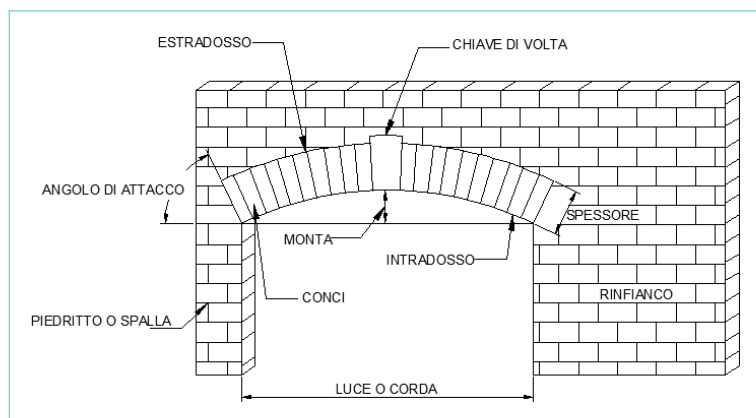


12.3. Posizionamento dei tiranti

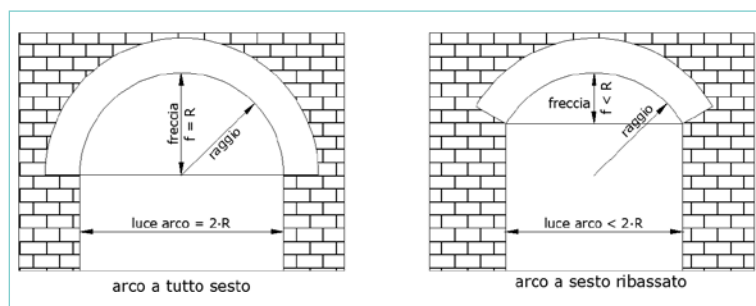
Il posizionamento dei tiranti dipende dal compito a cui sono stati destinati. Quando sono posizionati per evitare i ribaltamenti di pareti esterni, a seguito della rottura o della mancanza dell'ammorsamento sui muri perimetrali, la loro posizione è in aderenza ai muri ortogonali a quello che si vuole bloccare.

ARCO IN MURATURA

In questo capitolo si esaminerà la verifica degli archi di muratura, i quali di frequente s'incontrano nelle strutture murare da risanare. Nella struttura ad arco in genere si individuano le parti indicate nella figura seguente:

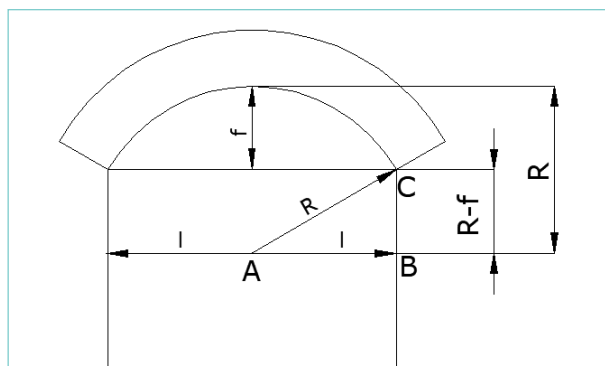


Le forme che più di consueto si riscontrano nella pratica sono: arco circolare a tutto sesto e arco circolare a sesto ribassato.



Nel caso di arco a tutto sesto è noto il raggio dell'arco e conseguenzialmente tutta la geometria necessaria alla risoluzione; nel caso dell'arco ribassato non è noto e bisogna calcolarlo con delle semplici considerazioni geometriche.

Facendo riferimento alla figura che segue:



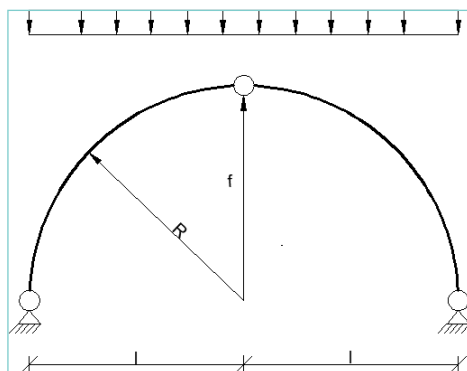
e osservando che il raggio R è l'ipotenusa del triangolo rettangolo ABC e quindi:

$$R^2 = l^2 + (R-f)^2$$

da cui si ottiene:

$$R = \frac{f^2 + l^2}{2 \cdot f}$$

Dal punto di vista statico l'arco circolare a tutto sesto è un arco a tre cerniere, sottoposto a un carico verticale uniforme come indicato nella figura seguente:



Nel caso di arco non ribassato la freccia f coincide con il raggio e con la semiluce dell'arco, e quindi:

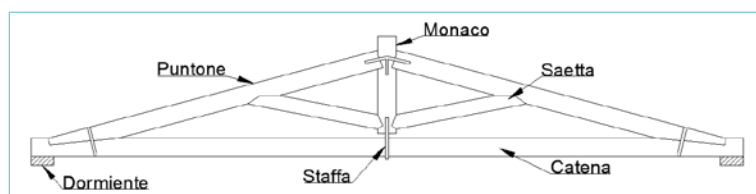
$$R = f = l$$

La soluzione classica di un arco di questo tipo è quella che va sotto il nome di «*metodo grafico del Mery*». Tale approccio, per chi volesse, può essere comodamente sviluppato

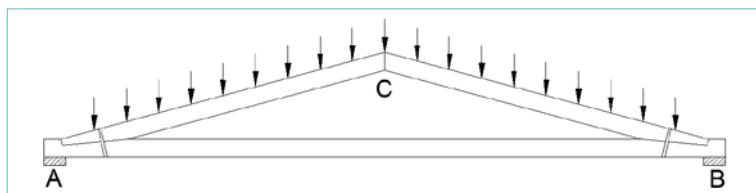
CALCOLO E VERIFICA CAPRIATA PALLADIANA

La capriata è, generalmente, utilizzata nella copertura a falde di edifici, per lo più storici. Tradizionalmente il materiale impiegato è il legno, specie quando risulta a vista come elemento architettonico. Strutturalmente è una travatura reticolare piana, collocata in un piano verticale. Essa trasmette alla struttura portante sottostante solo carichi verticali, in virtù della sua struttura triangolare in quanto la trave orizzontale (catena) assorbe le spinte delle travi inclinate (puntone).

Nella capriata palladiana si distinguono gli elementi riportati in figura.



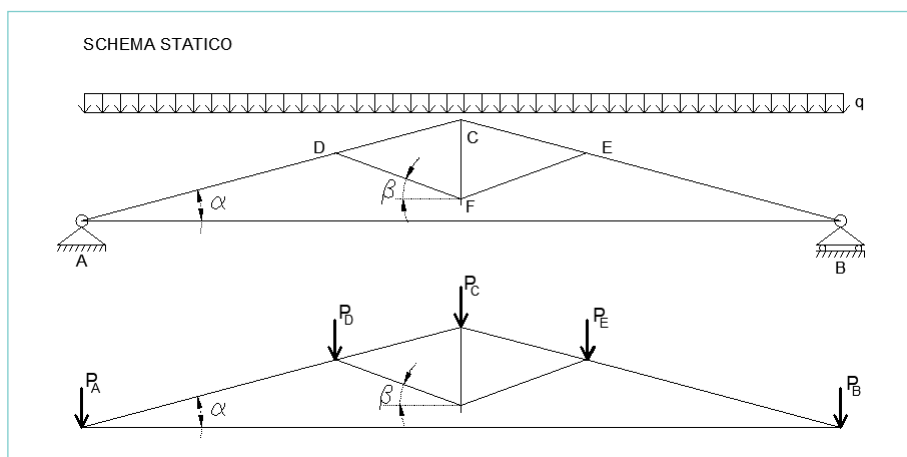
Nella sua configurazione più semplice lo schema statico di una capriata semplice è un triangolo (vedi figura sottostante) formato dai puntoni (lati inclinati) e dal tirante o catena lato orizzontale. Il carico applicato in C è scomponibile in due componenti, una assiale ai puntoni e l'altra trasversale ai puntoni stessi: la prima genererà in essi uno sforzo di compressione la seconda di flessione. Nel nodo A/B vi sarà la reazione verticale e la forza orizzontale che sollecita a trazione la catena.



I falsi puntoni che confluiscono nel nodo C , nella pratica, non si mettono a contatto diretto tra di loro perché piccoli spostamenti creerebbero un notevole aumento delle tensioni di contatto. Allora si interpone tra di essi l'altro elemento chiamato monaco, il quale consente piccoli adattamenti senza far variare lo stato di tensione. Per consentire

questi piccoli adattamenti il monaco non si appoggia saldamente alla catena, ma tramite un elemento di ferro chiamato staffa, riesce a stare sempre nello stesso piano verticale.

Quando le luci da coprire diventano considerevoli (oltre i sei metri), la flessione dei puntoni potrebbe essere eccessiva. Allora, si inseriscono degli appoggi intermedi, costituiti dalle saette. Queste sono poste a una distanza pari a 1/3 dalla lunghezza del puntone stesso, distanza misurata dall'estremo C. Le saette, a loro volta, si contrastano tra di loro inserendosi sul monaco. Essi sono sollecitati a compressione, mentre sul monaco su cui si scaricano le loro azioni è sottoposto a trazione. Il monaco potrebbe essere sottoposto a trazione anche per l'eventuale eccessiva inflessione della catena. Tale tipo di capriata composta da puntoni, monaco, catena e saette prende il nome di capriata «palladiana». Il carico trasmesso alla capriata dal pacchetto della copertura si considera concentrato nei nodi come indicato in figura:



Preso un sistema di assi cartesiane con l'ascissa x positiva verso destra e con l'ordinata y positivo rivolta verso il basso, considerato che le reazioni dei vincoli hanno componente esclusivamente verticale, si possono scrivere le seguenti equazioni di equilibrio per le reazioni vincolari:

$$R_A = R_B = (P_A + P_D + P_C + P_E + P_B) / 2$$

Inoltre, indicate con:

N_{AD}	Sforzo nel puntone A-D
N_{DC}	Sforzo nel puntone D-C
N_{BE}	Sforzo nel puntone B-E
N_{EC}	Sforzo nel puntone E-C
N_{AB}	Sforzo nel tirante o catena A-B
N_{CF}	Sforzo nel monaco C-F

[segue]

VERIFICA BALCONE IN PIETRA

Nel restauro di edifici storici o comunque antichi capita di dover verificare un balcone formato con delle mensole di pietra o in ferro inserite nella muratura che sostengono una lastra di pietra. In edifici più recenti il tutto può essere formato da un'unica soletta in cemento armato incastrata sempre nel corpo della muratura.



Di seguito si procederà alla verifica agli stati limiti ultimi delle mensole e del lastrone di calpestio da esse portato e alla verifica complessiva al ribaltamento dell'intero balcone. La prima costituisce la verifica di resistenza (STR) mentre la seconda quella di equilibrio di corpo rigido (EQU), così come definite al punto 2.6.1 delle NTC 2018. Per queste verifiche si utilizzeranno i coefficienti γ_f della tabella sottostante.

Tabella 15.1. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

[Rif. Tab. 2.6.1 - NTC 2018]

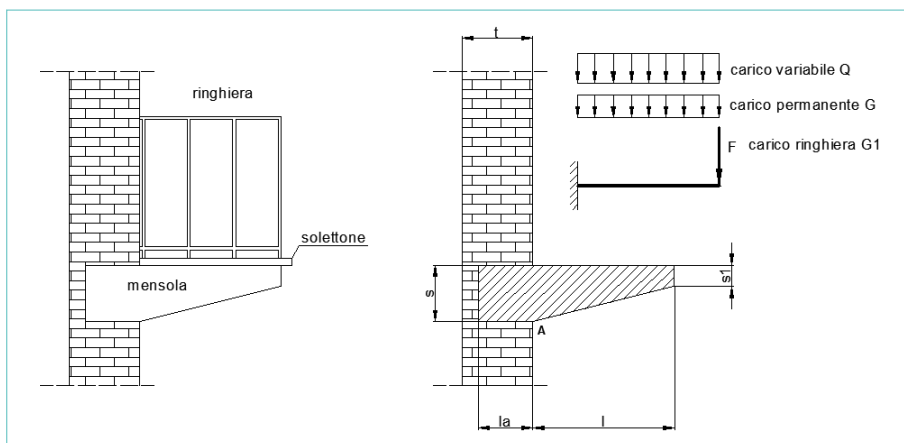
		Coefficienti γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti G_1	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾ G_2	favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

[segue]

		Coefficienti γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi variabili Q	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3

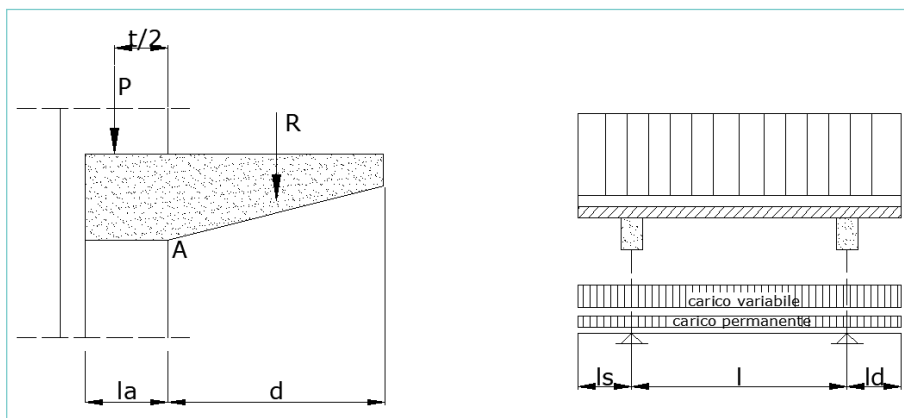
(1) Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto. Per detti carichi o per la parte di essa nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Lo schema statico delle mensole di un balcone è riportato nella figura seguente:



Verifica di equilibrio come corpo rigido (EQU)

La verifica di corpo rigido valuta l'equilibrio al ribaltamento della mensola attorno al punto A, sotto l'azione dei carichi gravanti sulla mensola. L'azione ribaltante è contrastata dal peso della muratura sovrastante la mensola medesima. La condizione di carico che massimizza la forza R , ovvero lo scarico del lastrone sull'appoggio (vedi disegno seguente) è quella della presenza di tutti i carichi, con i coefficienti parziali delle azioni prese nel loro valore massimo essendo i carichi entrambi sfavorevoli all'equilibrio.



INSTALLAZIONE E ATTIVAZIONE DEL SOFTWARE INCLUSO

16.1. Note sul software incluso

Il software incluso svolge le seguenti *routine di calcolo*, in conformità a quanto disposto nelle NTC 2018 e nella Circolare applicativa n. 7/2019:

- **Architravi in acciaio:** il software esegue il predimensionamento e la verifica di una architrave d'acciaio realizzata con profilati IPE, tenendo conto del carico della muratura e dell'eventuale solaio soprastante.
- **Tiranti metallici:** il software calcola la resistenza della muratura (taglio, trazione e compressione) ed esegue la verifica sia del tirante che del capochiave; quest'ultimo anche in presenza di costole di rinforzo.
- **Archi di muratura:** il software calcola la spinta massima e minima, nonché per un numero di punti a scelta dell'utente sia le caratteristiche di sollecitazione (taglio, sforzo normale e momento flettente) che l'eccentricità della linea delle pressioni, per verificare se vi sono sforzi di trazione. Il calcolo è condotto considerando il rinfianco sia come favorevole all'equilibrio che come sfavorevole.
- **Capriate palladiane:** il software consente l'inserimento delle dimensioni e della resistenza dei componenti della capriata tipo palladiano (puntoni, tirante, monaco, saetta) e determina i carichi sui singoli nodi partendo dai carichi del tetto.

Per ognuna delle *routine di calcolo* il software esegue:

- la verifica degli elementi principali e delle connessioni di tipo tradizionale (legno-legno);
- la stampa delle relazioni tecniche e dei relativi calcoli.

16.2. Requisiti hardware e software

- Processore da 2.00 GHz;
- MS Windows Vista/7/8/10 (sono necessari i privilegi di amministratore);
- MS .Net Framework 4+;
- 250MB liberi sull'HDD;
- 2 GB di RAM;
- Software per la gestione di documenti Office e PDF;
- Accesso ad internet e browser web.

16.3. Attivazione del software incluso

- Collegarsi al seguente indirizzo internet:

https://www.grafill.it/pass/0316_8.php

- Inserire i codici **[A]** e **[B]** (riportati nell'ultima pagina del volume) e cliccare su **[Continua]**;
- Accedere al **Profilo utente Grafill** oppure crearne uno su **www.grafill.it**;
- Cliccare sul pulsante **[G-CLOUD]**;
- Cliccare su **[Vai alla WebApp]** in corrispondenza del prodotto acquistato;
- Fare il *login* con le stesse credenziali d'accesso al **Profilo utente Grafill**;
- Accedere alla WebApp abbinata alla presente pubblicazione cliccando sulla relativa immagine di copertina presente nello scaffale **Le mie App**.
- Per installare ed attivare il software incluso:
 - Cliccare sul pulsante **[Software]** della WebApp: si aprirà una scheda che riporta descrizione e caratteristiche del software, i **codici di attivazione** ed il pulsante **[Scarica Software]**;
 - Cliccare sul pulsante **[Scarica Software]** per avviare il download;
 - Installare il software facendo doppio-click sul file **88-277-0317-5.exe**;
 - Avviare il software:

Per utenti MS Windows Vista/7/8: **[Start]** › **[Tutti i programmi]** › **[Grafill]** ›
› **[Calcoli pratici strutture in muratura Ed2]** (cartella) › **[Calcoli pratici strutture in muratura Ed]** (icona di avvio)

Per utenti MS Windows 10: **[Start]** › **[Grafill]** ›
› **[Calcoli pratici strutture in muratura Ed]** (icona di avvio)

- Compilare la maschera *Registrazione Software* e cliccare su **[Registra]**.
- Avviare il software cliccando su *Avvia software* nella finestra *Starter*.



Guida teorico-pratica che si configura come un valido strumento per quanti, nella pratica professionale, si occupano del consolidamento strutturale di edifici di muratura. Il testo è composto da una parte generale che tratta le strutture di muratura nella loro globalità e di una parte di calcoli relativi agli interventi locali alla luce delle NTC 2018 e della relativa Circolare applicativa n. 7/2019. Sono esaminate anche le modalità di rilievo dei danni con la presentazione di alcune schede utili per il rilievo degli stessi. Un capitolo è dedicato alla tematica dei cinematismi che si possono innescare a causa dei terremoti e vengono indicati i criteri di calcolo e verifica.

Nel dettaglio sono trattati: le iniezioni di miscele leganti, l'intonaco armato, le risarciture localizzate, la ristilatura armata, i cordoli sommitali, gli architravi, i tiranti metallici, gli archi circolari, i balconi di pietra e le capriate del tipo palladiano. Per ognuno di questi punti sono sviluppati esempi numerici svolti con dettagliati calcoli manuali. Novità di questa **seconda edizione** è un capitolo sulla verifica dei componenti d'acciaio e due nuove *routine* di verifica: calcolo degli architravi e della resistenza della muratura a seguito degli interventi di miglioramento in progetto.

Il **software incluso** svolge le seguenti *routine di calcolo*, in conformità a quanto disposto nelle NTC 2018 e nella Circolare applicativa n. 7/2019:

- **Architravi in acciaio:** il software esegue il predimensionamento e la verifica di una architrave d'acciaio realizzata con profilati IPE, tenendo conto del carico della muratura e dell'eventuale solaio soprastante.
- **Tiranti metallici:** il software calcola la resistenza della muratura (taglio, trazione e compressione) ed esegue la verifica sia del tirante che del capochiave; quest'ultimo anche in presenza di costole di rinforzo.
- **Archi di muratura:** il software calcola la spinta massima e minima, nonché per un numero di punti a scelta dell'utente sia le caratteristiche di sollecitazione (taglio, sforzo normale e momento flettente) che l'eccentricità della linea delle pressioni, per verificare se vi sono sforzi di trazione. Il calcolo è condotto considerando il rinfianco sia come favorevole all'equilibrio che come sfavorevole.
- **Capriate del tipo palladiano:** il software permette l'inserimento delle dimensioni e della resistenza dei componenti della capriata del tipo palladiano (puntoni, tirante, monaco, saetta) e determina i carichi sui singoli nodi partendo dai carichi del tetto.

Per ogni *routine di calcolo* il software esegue: verifica degli elementi principali e delle connessioni tradizionali (legno-legno) e stampa delle relazioni e dei relativi calcoli.

REQUISITI HARDWARE E SOFTWARE

Processore da 2.00 GHz; MS Windows Vista/7/8/10 (è necessario disporre dei privilegi di amministratore); MS .Net Framework 4+; 250 MB liberi sull'HDD; 2 GB di RAM; Software per la gestione di documenti Office e PDF; Accesso ad internet e browser web.

Stefano Cascio. Ingegnere, è autore di manuali e software per il calcolo strutturale di edifici in muratura in zona sismica, tetti di legno, tettoie di legno, scale in cemento armato. Ha inoltre pubblicato: APE e certificazione energetica degli edifici (Grafill 2016) e Guida alla certificazione energetica degli edifici (Grafill 2016).



Software
in G-Cloud

Assistenza
tecnica

ISBN 13 978-88-277-0316-8



9 788827 703168 >

Euro 40,00