



Michele Vinci

I TIRANTI IN ACCIAIO NEL CALCOLO DELLE COSTRUZIONI IN MURATURA

Scheda sul sito >



- Cenni teorici e normativi ✓
- Valutazione della resistenza e dimensionamento ✓
- Effetti nei meccanismi di piano e fuori piano ✓
- Esempi di calcolo completamente sviluppati ✓

MICHELE VINCI

**I TIRANTI IN ACCIAIO
NEL CALCOLO
DELLE COSTRUZIONI
IN MURATURA**



Dario Flaccovio Editore

MICHELE VINCI
I TIRANTI IN ACCIAIO NEL CALCOLO
DELLE COSTRUZIONI IN MURATURA

ISBN 978-88-579-0289-0

© 2014 by Dario Flaccovio Editore s.r.l. - tel. 0916700686
www.darioflaccovio.it info@darioflaccovio.it

Prima edizione: marzo 2014

Vinci, Michele <1973->
I tiranti in acciaio nel calcolo delle costruzioni in muratura / Michele Vinci. -
Palermo : D. Flaccovio, 2014.
ISBN 978-88-579-0289-0
1. Tiranti in acciaio.
624.1897 CDD-22 SBN PAL02666381
CIP - Biblioteca centrale della Regione siciliana "Alberto Bombace"

Stampa: Tipografia Priulla, Palermo, marzo 2014

Nomi e marchi citati sono generalmente depositati o registrati dalle rispettive case produttrici.

L'editore dichiara la propria disponibilità ad adempiere agli obblighi di legge nei confronti degli aventi diritto sulle opere riprodotte.
La fotocopiatura dei libri è un reato.

Le fotocopie per uso personale del lettore possono essere effettuate nei limiti del 15% di ciascun volume/fascicolo di periodico dietro pagamento alla SIAE del compenso previsto dall'art. 68, commi 4 e 5, della legge 22 aprile 1941 n. 633. Le riproduzioni effettuate per finalità di carattere professionale, economico o commerciale o comunque per uso diverso da quello personale possono essere effettuate solo a seguito di specifica autorizzazione rilasciata dagli aventi diritto/dall'editore.

Indice

Introduzione	7
Capitolo 1 – Resistenza dei tiranti	9
1.1 – Valutazione della resistenza	10
1.1.1 – Resistenza del cavo	10
1.1.2 – Resistenza della muratura (punzonamento)	11
1.1.2.1 – Capochiave circolare	11
1.1.2.2 – Capochiave rettangolare (o quadrato)	15
1.1.2.3 – Capochiave a paletto	17
1.1.3 – Resistenza del capochiave	18
1.1.3.1 – Capochiave circolare	19
1.1.3.2 – Capochiave quadrato (o rettangolare)	20
1.1.3.3 – Capochiave a paletto	21
1.1.4 – Formule in sintesi per il calcolo della resistenza dei tiranti	22
1.1.4.1 – Tirante con capochiave circolare	22
1.1.4.2 – Tirante con capochiave quadrato (o rettangolare)	23
1.1.4.3 – Tirante con capochiave a paletto	24
Capitolo 2 – Deformazione dei tiranti	25
2.1 – Deformazione elastica	25
2.2 – Deformazione plastica	26
Capitolo 3 – Il comportamento dei tiranti negli edifici in muratura	27
3.1 – Incremento della resistenza fuori dal piano della parete per effetto dei tiranti	27
3.1.1 – I tiranti nel meccanismo a ribaltamento semplice	29
3.1.2 – I tiranti nel meccanismo a flessione verticale	32
3.1.3 – I tiranti nel meccanismo a flessione orizzontale	34
3.1.4 – I tiranti nel meccanismo a ribaltamento composto	36
3.1.5 – I tiranti nel meccanismo di ribaltamento del cantonale	38
3.1.6 – Comportamento dei tiranti nel calcolo dei meccanismi locali	40
3.1.6.1 – I tiranti nell’analisi cinematica lineare dei meccanismi locali	40
3.1.6.2 – I tiranti nell’analisi cinematica non lineare dei meccanismi locali	45
3.1.6.2.1 – Valutazione della curva di capacità del sistema	45
3.1.6.2.2 – Valutazione della capacità di spostamento del sistema	50
3.1.6.2.3 – Incremento di resistenza del sistema per effetto dei tiranti	56
3.2 – Incremento della resistenza nel piano della parete per effetto dei tiranti	57
3.2.1 – Comportamento dei tiranti nel caso di analisi globale non lineare (pushover)	59
3.3 – Contributo dei tiranti negli elementi sottoposti a spinte statiche	60
Capitolo 4 – Esempi di calcolo	63
4.1 – Esempio 1 (dimensionamento dei tiranti per meccanismo a ribaltamento semplice secondo l’analisi cinematica lineare)	63
4.2 – Esempio 2 (dimensionamento dei tiranti per meccanismo a ribaltamento semplice secondo l’analisi cinematica non lineare)	72
4.3 – Esempio 3 (dimensionamento dei tiranti per meccanismo a ribaltamento semplice secondo l’analisi cinematica non lineare – cinematicismo non a contatto con la fondazione)	81
4.4 – Esempio 4 (consolidamento di una volta in muratura attraverso l’utilizzo di tiranti)	84
4.5 – Esempio 5 (verifica a ribaltamento semplice secondo l’analisi cinematica non lineare di una struttura a due livelli fuori terra)	90
4.6 – Esempio 6 (verifica a flessione verticale secondo l’analisi cinematica lineare di una struttura a due livelli fuori terra)	108
4.7 – Esempio 7 (verifica a flessione orizzontale di una parete in muratura secondo l’analisi cinematica lineare)	113

4.8 – Esempio 8 (dimensionamento dei tiranti nel caso di tetto spingente).....	123
4.9 – Esempio 9 (dimensionamento dei tiranti per meccanismo del cantonale).....	136
4.10 – Esempio 10 (contributo dei tiranti nella valutazione della resistenza nel piano di una parete secondo l'analisi statica lineare).....	144
4.11 – Esempio 11 (contributo dei tiranti nella valutazione della resistenza nel piano di una parete secondo l'analisi statica non lineare).....	160
Appendice 1 – Cenni teorici e normativi per edifici in muratura.....	177
A.1.1 – Parametri meccanici della muratura.....	177
A.1.2 – Resistenza a pressoflessione e taglio di un maschio murario.....	181
A.1.2.1 – Resistenza a pressoflessione.....	181
A.1.2.2 – Resistenza a taglio (muratura di nuova costruzione).....	181
A.1.2.3 Resistenza a taglio (muratura esistente).....	182
A.1.3 – Resistenza a pressoflessione e taglio di una fascia di piano.....	182
A.1.4 – Calcolo dei meccanismi locali.....	183
A.1.4.1 – Analisi cinematica lineare.....	184
A.1.4.1.1 – Verifica allo stato limite di danno (SLD).....	184
A.1.4.1.2 – Verifica allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).....	184
A.1.4.1.3 – Moltiplicatore di attivazione del meccanismo.....	185
A.1.4.1.4 – Frazione di massa partecipante.....	187
A.1.4.1.5 – Massa partecipante al cinematisimo.....	187
A.1.4.2 – Analisi cinematica non lineare.....	188
A.1.4.2.1 – Periodo T_s	189
A.1.4.2.2 – Curva di capacità del sistema reale.....	189
A.1.4.2.3 – Curva di capacità del sistema equivalente (o spettrale).....	190
A.1.4.2.4 – Capacità di spostamento.....	191
A.1.4.2.5 – Spostamento spettrale (d_s^*) ed accelerazione spettrale (a_s^*) in corrispondenza del periodo T_s	191
A.1.4.2.6 – Verifica grafica.....	192
A.1.5 – Schematizzazione a telaio equivalente di una parete in muratura.....	193
A.1.5.1 – Maschi murari.....	194
A.1.5.2 – Fasce di piano.....	195
A.1.5.3 – Conci rigidi.....	196
A.1.6 – Analisi globale statica non lineare (pushover).....	196
A.1.6.1 – Osservazioni sull'analisi statica non lineare.....	202
Appendice 2 – Dati generali di calcolo.....	207
A.2.1 – Combinazioni delle azioni.....	208
A.2.2 – Azione sismica.....	209
A.2.2.1 – Stati limite e relative probabilità di superamento.....	210
A.2.2.2 – Categoria di suolo.....	211
A.2.2.3 – Condizioni topografiche.....	213
A.2.2.4 – Valutazione dell'azione sismica.....	214
A.2.2.5 – Amplificazione stratigrafica.....	215
A.2.2.6 – Amplificazione topografica.....	216
A.2.2.7 – Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali.....	216
A.2.2.8 – Spettro di progetto.....	217
Appendice 3 – Software CdT.....	219
A.3.1 – Dati d'input.....	219
A.3.1.1 – Cavo.....	219
A.3.1.2 – Capochiave.....	220
A.3.1.3 – Muratura.....	221
A.3.1.4 – Materiali.....	221
A.3.2 – Dati di output.....	221
A.3.3 – Come scaricare il software.....	221
Bibliografia.....	223

Introduzione

I recenti eventi sismici che si sono verificati nel territorio nazionale hanno messo in evidenza quanto il patrimonio edilizio sia vulnerabile. Tale affermazione è ancora più preoccupante se si considera che i suddetti eventi sono stati di medio-bassa intensità. Una delle motivazioni di quanto sopra detto è dovuta alla scarsa qualità degli edifici dal punto di vista strutturale, soprattutto volto ad edifici antichi, costruiti in passato senza tenere conto in alcun modo (anche a causa delle conoscenze dell'epoca) che sono soggetti ad azioni sismiche. Quanto accennato sopra trova conferma soprattutto se si fanno considerazioni di tipo statistico: gli edifici che hanno subito crolli o danni maggiori sono stati edifici antichi mai consolidati nell'arco della loro esistenza, mentre gli edifici consolidati (facendo considerazioni prettamente statistiche) hanno retto meglio l'evento sismico. È stato anche riscontrato che in moltissimi casi i crolli si sono verificati per la perdita di equilibrio di alcuni elementi della costruzione, che a loro volta hanno causato il crollo di parte o di interi edifici. Poiché a crollare di più sono gli edifici privi di dispositivi che ne aumentano la resistenza nei confronti dell'azione sismica, se ne deduce che tecniche per ridurre la vulnerabilità esistono (anche per quelli antichi) e sono anche particolarmente efficaci.

Per gli edifici in muratura le tecniche di consolidamento note in letteratura sono svariate, sia per ridurre la vulnerabilità di parti locali delle costruzioni che per incrementare la resistenza globale. Tra queste citiamo il consolidamento con tiranti metallici. Questi ultimi nelle costruzioni in muratura rappresentano una delle tecniche di consolidamento più antiche ed efficaci per incrementare la resistenza degli edifici, sia in condizioni statiche che sismiche. I vantaggi che offrono sono molteplici, sia nei confronti della resistenza fuori piano che nel piano di una parete. Rispetto ad altre tecniche alternative di consolidamento risultano essere non eccessivamente costosi e di facile applicazione (non richiedono manodopera specializzata). Inoltre, costituiscono una delle poche tipologie di consolidamento sempre utilizzabile, soprattutto in edifici storici fortemente vincolati dalla sovrintendenza, quest'ultima particolarmente restia nei confronti di parecchie tecniche di consolidamento.

L'obiettivo del testo non è tanto quello di comunicare al lettore che esiste una tecnica di consolidamento e che risulta essere molto efficace, quale quella dei

tiranti, in quanto probabilmente tutti ne sono a conoscenza, ma quello di riportare come entrano in gioco nelle varie verifiche e quindi come contribuiscono a migliorarne l'esito. I tecnici, viste le continue modifiche di normativa (non solo nel campo strutturale) hanno sempre più difficoltà a seguire i vari cambiamenti che si susseguono, stravolgendo anche quanto fatto in numerosi anni di attività, per cui si ritiene utile fornire una guida completa e compatta che ne riporti tutte le richieste di normativa e tutte le tecniche di calcolo. A tale proposito, oltre a riportare in una prima parte del testo come si dimensiona un tirante e da cosa è influenzata la propria resistenza, si riporta anche come il tirante influenza le verifiche in termini di meccanismi locali e di analisi globali (lineare e non lineare). Nella parte centrale, si riportano numerosi esempi di calcolo completamente sviluppati, seguendo tutto l'iter, partendo dalla valutazione dei carichi e finendo al dimensionamento del tirante. Lo scopo degli esempi è quello di fornire al tecnico la giusta padronanza delle problematiche legate al calcolo di edifici in muratura consolidati con tiranti ed, in particolare, mettere in luce gli innumerevoli campi di applicabilità degli stessi tiranti, sia fuori piano (ribaltamento semplice, flessione verticale, flessione orizzontale, ribaltamento composto e del cantonale) che nel piano (analisi statica lineare e non lineare – pushover). Nella parte finale si riportano le prescrizioni di normativa ed i cenni teorici sui metodi di calcolo per edifici in muratura, utili ai fini di una facile comprensione degli esercizi svolti.

Si conclude questa parte introduttiva ringraziando la STACEC Srl per aver fornito gli strumenti di calcolo (VEM_{NL} ed Archi&Volte) necessari per agevolare lo sviluppo di alcuni degli esempi riportati nel testo. Inoltre si vuole ringraziare gli amici e colleghi Giuseppe Dattilo (detto Giampiero) e Leonardo Pugliese per i numerosi consigli forniti nella fase di sviluppo del software *CdT* (corredato al testo) specifico per il dimensionamento dei tiranti.

L'autore

Capitolo 1

Resistenza dei tiranti

Una delle tecniche più antiche ed efficaci per consolidare gli edifici in muratura è quella di ricorrere all'utilizzo di tiranti metallici. I benefici offerti sono molteplici, sia nel piano che fuori dal piano della parete: incrementano il grado di connessione tra pareti ortogonali, riducono la possibilità di ribaltamento fuori dal piano delle pareti, aumentano la resistenza nel piano della parete e possono svolgere il compito di assorbire eventuali spinte statiche di elementi spingenti come tetti, archi e volte.

Gli elementi più comuni che formano il tirante sono il capochiave (o chiave) ed il cavo (vedi figura 1.1).

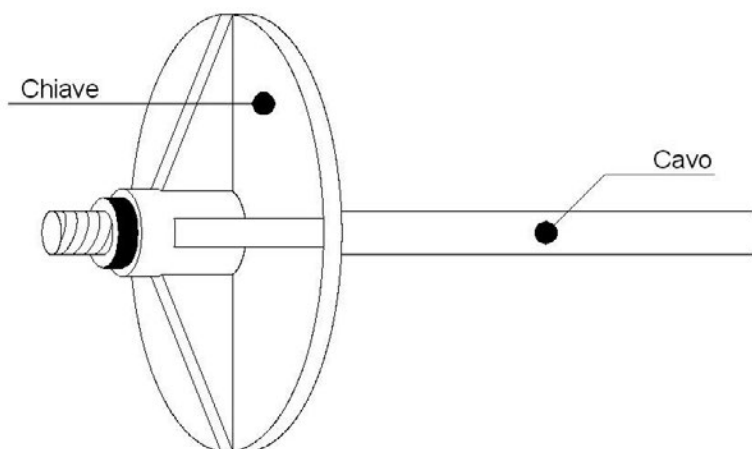


Figura 1.1 – Tirante

Il cavo è generalmente di forma circolare. In alcuni casi si adotta la forma rettangolare (piatta) per essere facilmente alloggiato nei letti di malta. Per il capochiave esistono diverse forme, tra le più comuni citiamo quella con piastra circolare ("a" di figura 1.2), rettangolare ("b" di figura 1.2) ed a paletto ("c" di

figura 1.2). Esistono altre forme più complesse, ma ai fini del calcolo degenerano sempre in una delle suddette tipologie.

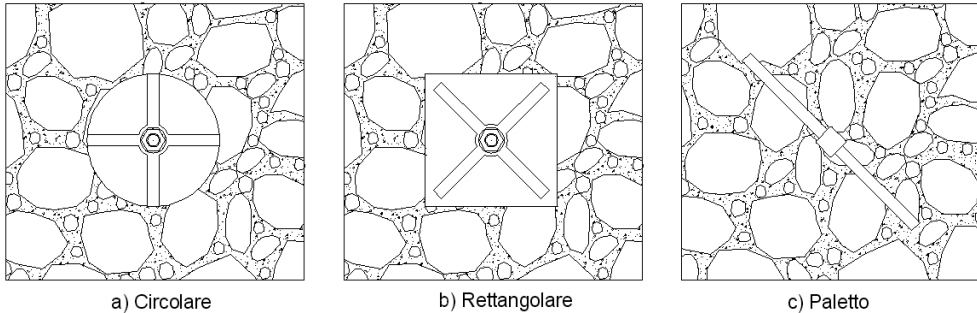


Figura 1.2 – Tipologie di chiavi: a) Circolare; b) Rettangolare; c) Paletto

1.1 – Valutazione della resistenza

La resistenza T (massimo sforzo di trazione che riesce a sopportare) di un tirante dipende dal cavo di cui è costituito (T_t), dalla muratura (T_m) e dal capochiave (T_c) e si ottiene dalla seguente relazione:

$$T = \min(T_t, T_m, T_c) \quad (1.1)$$

1.1.1 – Resistenza del cavo

La resistenza del cavo (T_t) è data dalla seguente relazione:

$$T_t = f_{yd} \cdot A_t \quad (1.2)$$

dove

- f_{yd} è la resistenza di calcolo dell'acciaio;
- A_t è l'area della sezione trasversale del cavo di cui è composto il tirante.

Per sezioni circolari e rettangolari del cavo si ha rispettivamente:

$$T_t = f_{yd} \frac{\pi \cdot d^2}{4} \quad (\text{sezione circolare}) \quad (1.3)$$

$$T_t = f_{yd} \cdot a \cdot b \quad (\text{sezione rettangolare}) \quad (1.4)$$

dove si indica con d il diametro del cavo se la sezione è circolare e con a e b i lati se la sezione è rettangolare (vedi figura 1.3). Dalle precedenti relazioni si evince che per aumentare la resistenza a trazione del tirante occorre aumentare la sezione trasversale del cavo o la tensione di calcolo dell'acciaio.

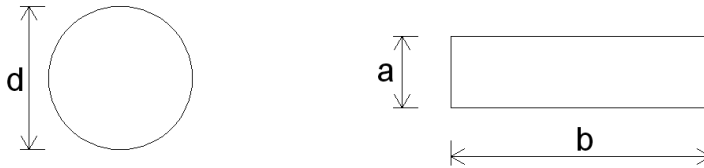


Figura 1.3 – Sezioni trasversali per il cavo

1.1.2 – Resistenza della muratura (punzonamento)

La resistenza della muratura dipende dalla geometria del capochiave e dallo spessore e dalle caratteristiche meccaniche della muratura. La massima trazione applicabile al tirante (T_m) per effetto della resistenza della muratura è dato dal minimo di due contributi, quello della resistenza a trazione ($T_{m,a}$) e quello della resistenza a taglio ($T_{m,t}$) della muratura stessa:

$$T_m = \min(T_{m,a}, T_{m,t}) \quad (1.5)$$

Si riportano di seguito i casi di capochiave circolare, rettangolare ed a paletto.

1.1.2.1 – Capochiave circolare

Si prenda in considerazione il tirante con capochiave circolare di diametro D come quello riportato in figura 1.4. Lo sforzo normale di trazione $T_{m,a}$ del tirante genera sulla muratura, attraverso il capochiave, uno stato tensionale che tende a far staccare una porzione di muratura in prossimità del capochiave stesso. Si fa l'ipotesi che la muratura che si stacca ha una forma troncoconica con inclinazione delle pareti laterali a 45° . Il diametro minore del troncocono di muratura (D) è pari al diametro del capochiave, mentre quello maggiore ($D+2t$) è pari al diametro del capochiave più due volte lo spessore del muro " t " (vedi figura 1.5).

Per effetto della forza $T_{m,a}$ trasmessa dal tirante si genera sulla superficie di distacco uno stato tensionale di trazione. Fino a quando la tensione è inferiore al valore limite, il sistema è in equilibrio. Per valori di tensioni superiori a quella limite, avviene il distacco del tronco di cono. La forza di trazione normale alla superficie del tronco di cono richiesta per il distacco è data dalla seguente relazione (vedi "a" di figura 1.6):

$$N = f_{ctd} \cdot A_l \quad (1.6)$$

dove

- f_{ctd} è la resistenza di calcolo a trazione della muratura;
- A_l è la superficie laterale del tronco di cono che si stacca.

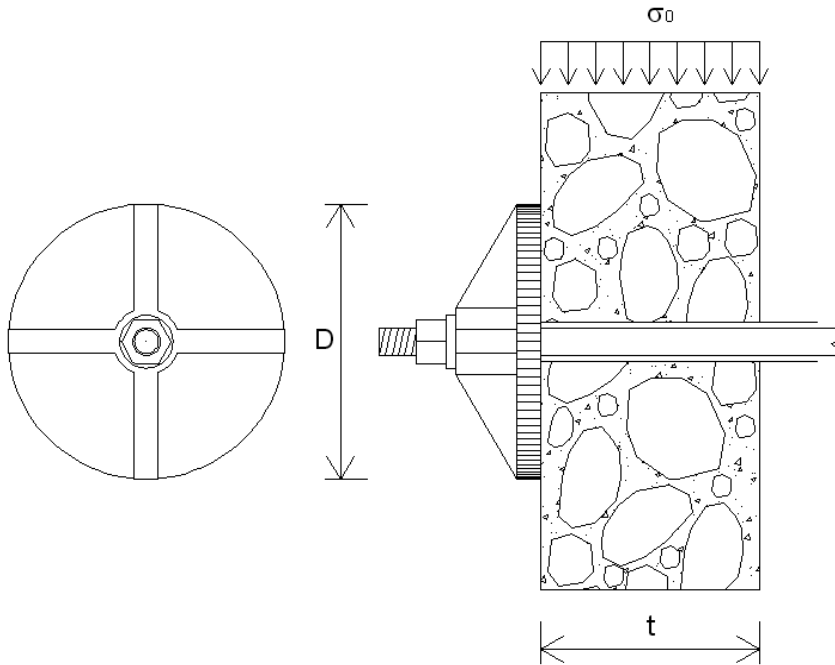


Figura 1.4 – Tirante con capochiave circolare

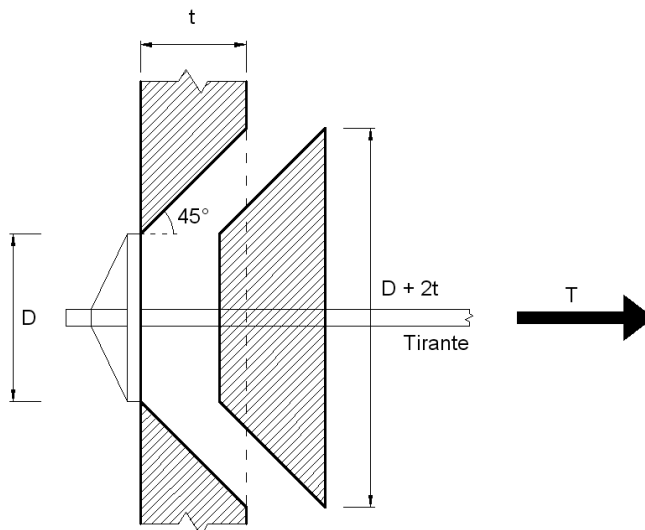


Figura 1.5 – Cuneo di distacco

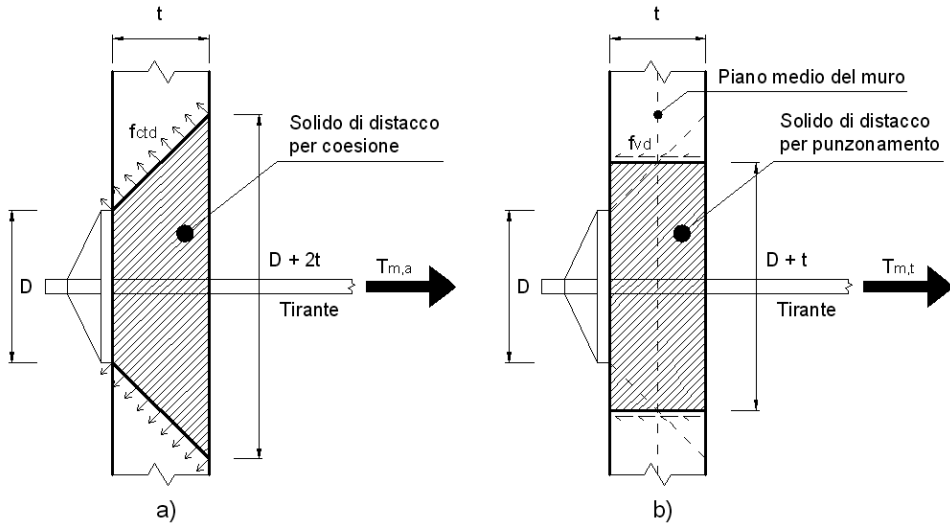


Figura 1.6 – Azioni normali (a) e tangenziali (b) sulla superficie del cuneo di distacco

La superficie laterale del tronco di cono (A_l) è data dalla seguente:

$$A_l = \sqrt{2} \cdot \pi \cdot t \cdot (t + D) \quad (1.7)$$

La componente parallela al tirante della resistenza della muratura per trazione è di seguito riportata (tenendo conto delle (1.6) e (1.7)):

$$T_{m,a} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot N = \pi \cdot f_{ctd} \cdot t \cdot (t + D) \quad (1.8)$$

Per il calcolo della resistenza massima per taglio ($T_{m,t}$) si ipotizza che il solido di distacco avviene secondo un cilindro il cui diametro si ottiene dall'intersezione della superficie del tronco di cono (visto nel caso precedente) con il piano medio del muro (vedi "b" di figura 1.6). In definitiva, il diametro del cilindro di distacco è $D + t$ e la resistenza è data dal seguente integrale:

$$T_{m,t} = \int_A f_{vd} dA \quad (1.9)$$

dove

- f_{vd} è la resistenza di calcolo a taglio della muratura;
- A è la superficie laterale del cilindro che si stacca.

La tensione limite a taglio è data dalla somma di due contributi, quella in assenza di carichi verticali e quella per attrito (vedi relazione (A.1.3) dell'Appendice 1). Sostituendo la (A.1.3) nella (1.9) si ottiene:

$$T_{m,t} = \int_A (f_{vd0} + n \cdot \sigma_0) dA = \int_A f_{vd0} dA + \int_A n \cdot \sigma_0 dA = T_{m,t1} + T_{m,t2} \quad (1.10)$$

avendo posto:

$$T_{m,t1} = \int_A f_{vd0} dA; \quad T_{m,t2} = \int_A n \cdot \sigma_0(x) dA \quad (1.11)$$

L'integrale $T_{m,t1}$ è facilmente risolvibile in quanto la tensione f_{vd0} si mantiene costante su tutta la superficie di distacco, per cui si ha:

$$T_{m,t1} = \pi \cdot f_{vd0} \cdot (D + t) \cdot t \quad (1.12)$$

La soluzione dell'integrale $T_{m,t2}$ è un po' più complessa in quanto σ_0 non è costante per effetto della superficie cilindrica del volume di distacco (vedi figura 1.7). La tensione σ_0 è massima per valori nulli di x e minima per valori nulli di y . L'integrale $T_{m,t2}$ può essere scritto sotto la seguente forma:

$$T_{m,t2} = n \cdot \sigma_0 \cdot t \cdot (D + t) \int_0^\pi \text{sen}(\theta) d\theta = 2 \cdot n \cdot t \cdot (D + t) \cdot \sigma_0 \quad (1.13)$$

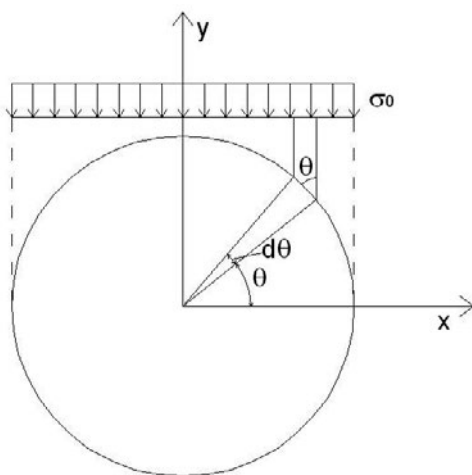


Figura 1.7 – Andamento della tensione normale σ_0 sulla superficie del cuneo di distacco

In definitiva, la resistenza a taglio della muratura ($T_{m,t}$) si ottiene dalla somma dei contributi forniti dalle relazioni (1.12) ed (1.13):

$$T_{m,t} = t \cdot (D + t) \cdot (\pi \cdot f_{vd0} + 2 \cdot n \cdot \sigma_0) \quad (1.14)$$

1.1.2.2 – Capochiave rettangolare (o quadrato)

Si prenda in considerazione il tirante con capochiave rettangolare di lato orizzontale a e verticale b come quello riportato in figura 1.8. Per questa tipologia di capochiave valgono pressoché le stesse considerazioni viste per quello circolare. In questo caso il solido di distacco non è più un tronco di cono ma un tronco di piramide con inclinazione dei lati sempre a 45° (vedi figura 1.9).

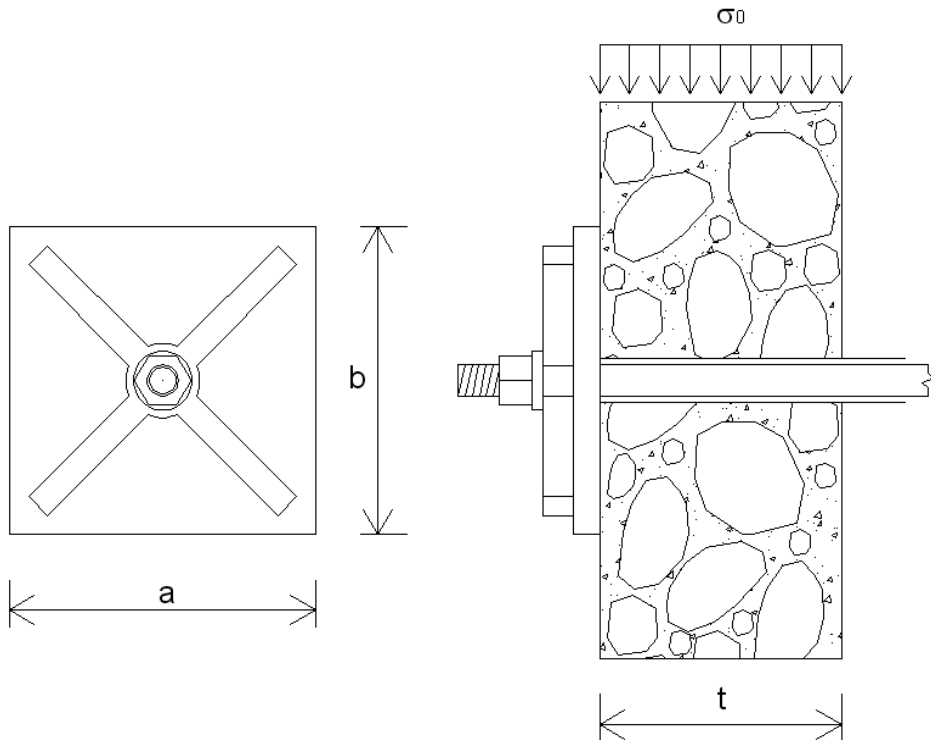


Figura 1.8 – Tirante con capochiave rettangolare (o quadrato)

La forza di trazione normale alla superficie del tronco di piramide richiesta per il distacco è sempre fornita dalla (1.6) dove A_l è data dalla seguente (area del tronco di piramide – vedi figura 1.9):

$$A_l = 2\sqrt{2} \cdot t \cdot (a + b + 2t) \quad (1.15)$$

Dalla (1.6) e (1.15), tenendo conto del legame tra $T_{m,a}$ e N attraverso la (1.8), si ottiene la resistenza a trazione parallela al tirante:

$$T_{m,a} = 2 \cdot f_{ctd} \cdot t \cdot (a + b + 2t) \quad (1.16)$$

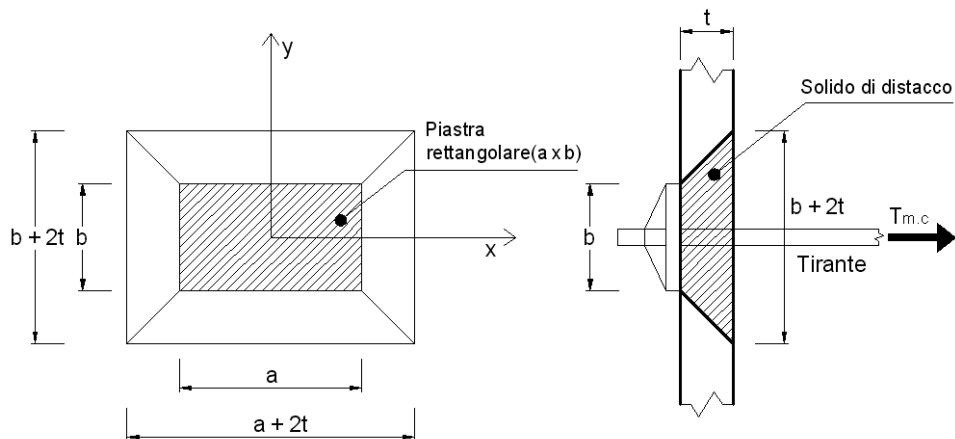


Figura 1.9 – Cuneo di distacco per capochiave rettangolare (tensioni normali)

Analogamente al caso per capochiave circolare, la resistenza a taglio del solido di distacco è dato dalla relazione (1.10). Il perimetro del solido di distacco è definito dall'intersezione tra il piano medio del muro ed il tronco di piramide riportato in figura 1.10. In definitiva, l'elemento di distacco è un parallelepipedo con lato orizzontale "a + t" e lato verticale "b + t".

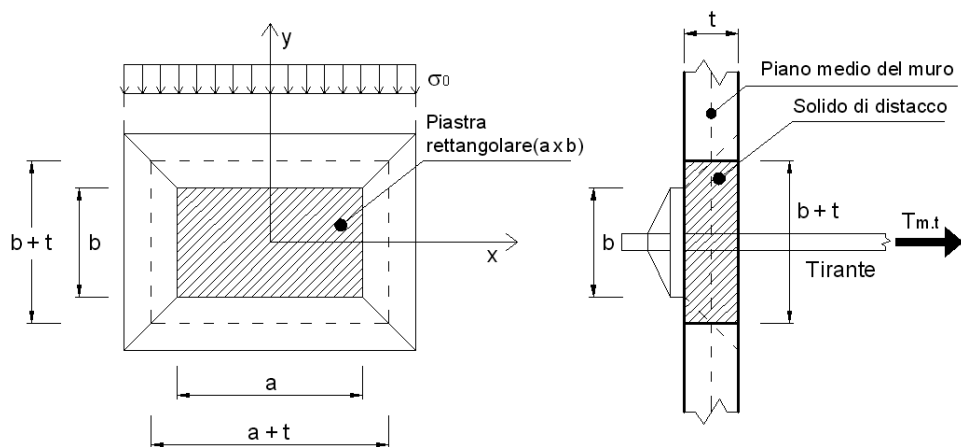


Figura 1.10 – Cuneo di distacco per capochiave rettangolare (tensioni tangenziali)

Dal primo integrale della (1.11) si ricava:

$$T_{m,t1} = \int_A f_{vd0} \cdot dA = 2 \cdot f_{vd0} \cdot (a + b + 2 \cdot t) \cdot t \quad (1.17)$$

Dal secondo integrale della (1.11) si ricava:

$$T_{m,t2} = \int_A n \cdot \sigma_o(x) dA = 2 \cdot n \cdot \sigma_o \cdot (a + t) \cdot t \quad (1.18)$$

In quest'ultimo integrale entrano in gioco solo le pareti orizzontali del solido di distacco (le pareti verticali non danno alcun contributo). Sommando i contributi delle (1.17) e (1.18) si ottiene la resistenza per taglio della muratura:

$$T_{m,t} = 2 \cdot t \cdot \left[f_{vd0} \cdot (a + b + 2 \cdot t) + n \cdot \sigma_o \cdot (a + t) \right] \quad (1.19)$$

1.1.2.3 – Capochiave a paletto

Si prenda in considerazione il tirante con capochiave a paletto di lato lungo a e lato corto b come quello riportato in figura 1.11.

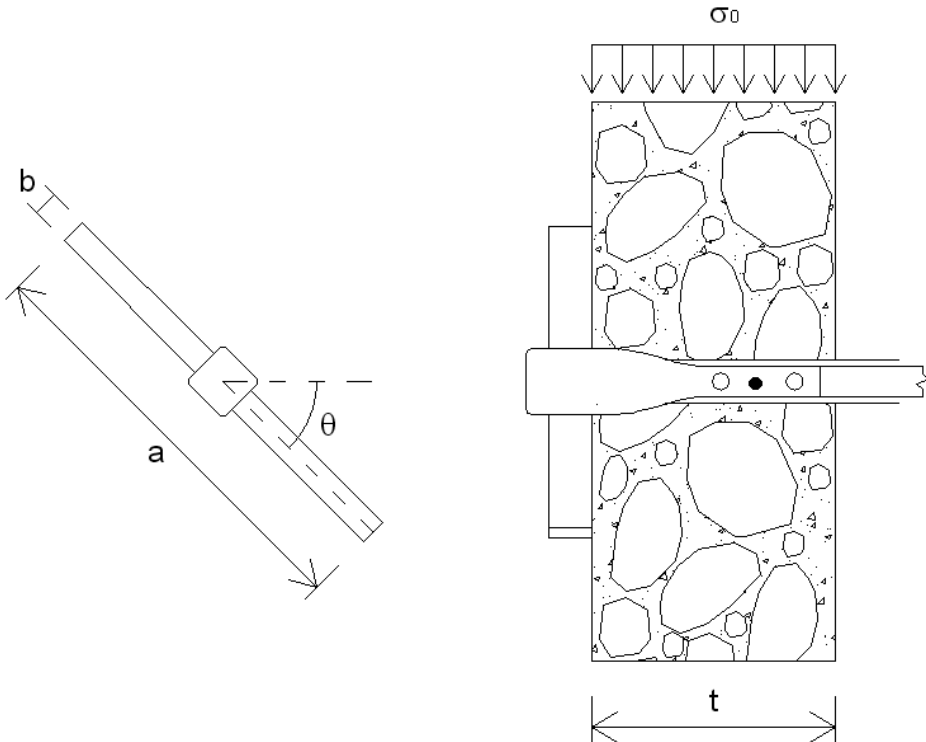


Figura 1.11 – Tirante con capochiave a paletto

La resistenza per la tensione di trazione ($T_{m,a}$) della muratura si ottiene dalla (1.16). La resistenza nei confronti del taglio ($T_{m,t}$) si ottiene sempre dalla (1.10) ed è funzione dell'angolo di inclinazione θ del paletto rispetto all'orizzontale (vedi figura 1.12).

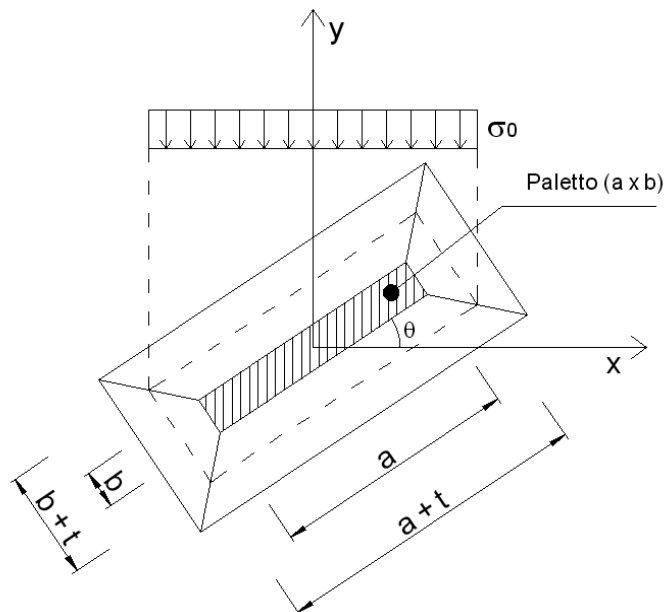


Figura 1.12 – Cuneo di distacco per capochiave a paletto

La quantità $T_{m,t1}$ si ottiene dalla (1.17), mentre la quantità $T_{m,t2}$ si ottiene dal seguente integrale:

$$T_{m,t2} = \int_A n \cdot \sigma_0(x) dA = 2 \cdot n \cdot \sigma_0 [(a+t) \cdot \cos(\theta) + (b+t) \cdot \sin(\theta)] \cdot t \quad (1.20)$$

In definitiva, sommando la (1.17) e la (1.20), si ottiene:

$$T_{m,t} = 2 \cdot t \cdot \left[f_{vd0}(a+b+2 \cdot t) + n \cdot \sigma_0 [(a+t) \cdot \cos(\theta) + (b+t) \cdot \sin(\theta)] \right] \quad (1.21)$$

Naturalmente la resistenza del tirante per punzonamento, come già esposto, è funzione della resistenza della muratura, per cui, può essere aumentata, a parità delle dimensioni del capochiave, anche attraverso il consolidamento della muratura.

1.1.3 – Resistenza del capochiave

La forza di trazione del tirante viene equilibrata dal capochiave per effetto del contatto con la muratura. Affinché il tirante sia efficace, il capochiave deve essere dimensionato in maniera tale da essere capace di contrastare la suddetta forza. Viste le modeste dimensioni degli elementi, per il dimensionamento si propongono metodi di calcolo approssimati a vantaggio della sicurezza

(formulazioni sofisticate complicano inutilmente la problematica senza apportare alcun vantaggio di natura economica).

Per semplicità, si ipotizza che il capochiave si mantiene rigido e la forza T trasmessa dal tirante viene equilibrata da una tensione σ uniformemente distribuita su tutta la superficie di contatto del capochiave con la muratura (vedi figura 1.13).

Di seguito si riporta il dimensionamento per le tre tipologie di chiave sopra citate (circolare, rettangolare, a paletto).

1.1.3.1 – Capochiave circolare

Data la forza T_c trasmessa dal tirante, la tensione σ sulla piastra è data dalla seguente relazione:

$$T_c = \sigma \cdot A \Rightarrow \sigma = \frac{T_c}{A} \quad (1.22)$$

dove A è la superficie del capochiave a contatto con la muratura.

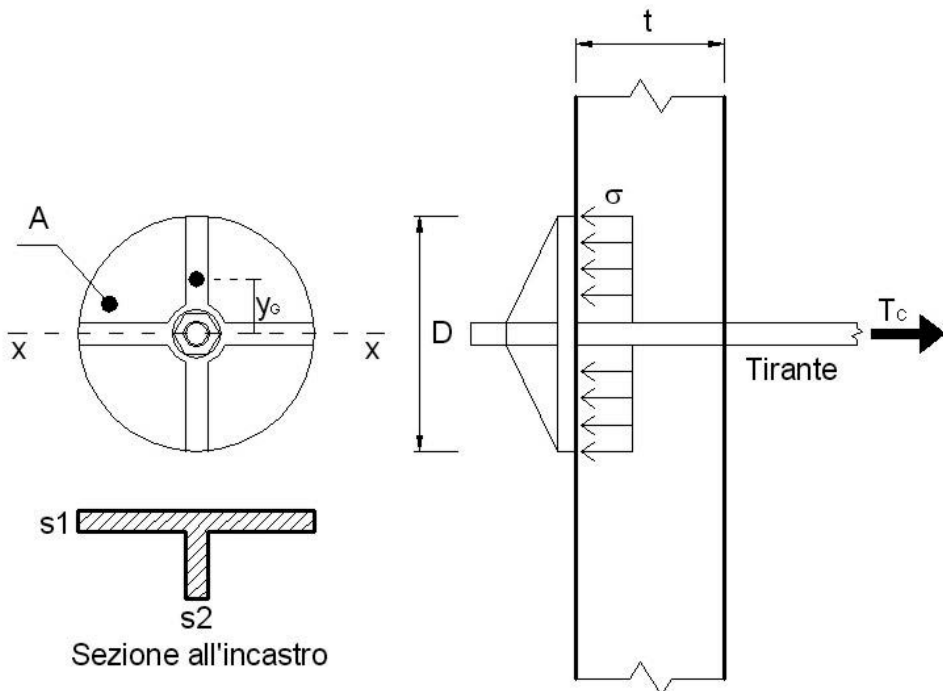


Figura 1.13 – Schematizzazione del capochiave circolare

Un metodo semplificato per calcolare le azioni sollecitanti sul capochiave è quello di considerare la piastra di contatto con la muratura incastrata sull'asse

orizzontale passante per il baricentro (asse x-x di figura 1.13) della piastra stessa e sollecitata da due forze applicate nel baricentro di ogni semicerchio. In altre parole, la piastra si considera costituita da due semicerchi incastrati sull'asse x-x. Sotto queste condizioni, nota la forza T_c e la geometria della piastra, è possibile calcolare il taglio V ed il momento M all'incastro:

$$M = \frac{T_c}{2} y_G = \frac{T_c}{2} \left(\frac{2 \cdot D}{3 \cdot \pi} \right) = \frac{T_c \cdot D}{3 \cdot \pi} \quad (1.23)$$

$$V = \frac{T_c}{2} \quad (1.24)$$

considerando che la forza $T_c / 2$ su ogni semicerchio è applicata nel baricentro (y_G) dello stesso semicerchio (vedi figura 1.13).

Dalle note espressioni della Scienza delle Costruzioni sulla verifica a flessione e taglio, si determinano le corrispondenti tensioni assiale e tangenziale massime sulla sezione:

$$\sigma(x, y) = \frac{M \cdot y_{\max}}{I} \quad (1.25)$$

$$\tau(x, y) = \frac{V \cdot S}{I \cdot b} \quad (1.26)$$

La verifica si effettua confrontando la tensione ideale con la tensione di calcolo secondo la nota espressione di Von Mises di seguito riportata:

$$\sigma_{id}(x, y) = \sqrt{\sigma^2(x, y) + 3 \cdot \tau^2(x, y)} \leq f_{yd} \quad (1.27)$$

1.1.3.2 – Capochiave quadrato (o rettangolare)

Ipotizziamo anche in questo caso la piastra incastrata lungo l'asse x-x (vedi figura 1.14). La piastra si considera costituita da due piastre triangolari. La risultante delle forze agisce nel baricentro di ogni singola piastra triangolare. Sotto queste condizioni è possibile calcolare il taglio V ed il momento M all'incastro:

$$M = \frac{T_c}{2} \left(\frac{\sqrt{2} \cdot b}{6} \right) = \frac{\sqrt{2} \cdot T_c \cdot b}{12} \quad (1.28)$$

$$V = \frac{T_c}{2} \quad (1.29)$$

Dalle relazioni (1.25) e (1.26) si ottengono le tensioni normali e tangenziali, mentre dalla (1.27) si ottiene la tensione ideale da confrontare con la tensione di calcolo. Come sezione di verifica, a vantaggio della sicurezza si può considerare la base pari al lato minore del capochiave (vedi figura 1.14).

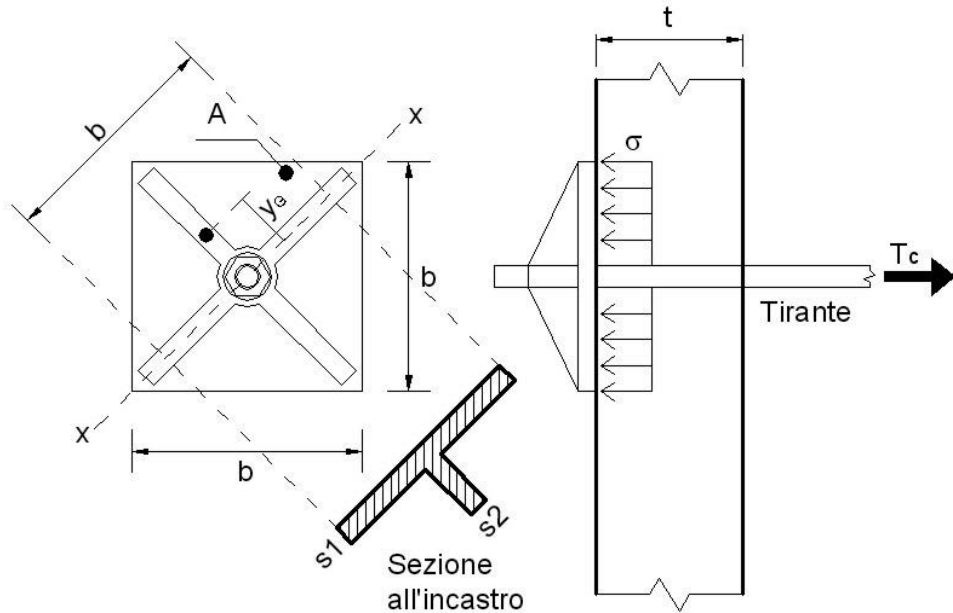


Figura 1.14 – Schematizzazione del capochiave rettangolare

1.1.3.3 – Capochiave a paletto

In questo caso il paletto si considera incastrato in prossimità del collegamento con il bullone (o l'occhiello) e viene studiato come un tradizionale elemento monodimensionale incastrato all'estremità e soggetto ad un carico distribuito. Le sollecitazioni massime valgono:

$$M = \frac{T_c \cdot l}{8} \quad (1.30)$$

$$V = \frac{T_c}{2} \quad (1.31)$$

dove l è la lunghezza del paletto. Per il calcolo delle tensioni valgono le relazioni (1.25), (1.26) e (1.27) tenendo presente che la sezione di verifica (sezione trasversale del paletto in prossimità dell'incastro) è rettangolare.

4.2 – Esempio 2 (dimensionamento dei tiranti per meccanismo a ribaltamento semplice secondo l'analisi cinematica non lineare)

Data la semplicissima scatola muraria di figura 4.1, si dimensiona il tirante affinché la verifica a ribaltamento semplice sia soddisfatta secondo l'analisi cinematica non lineare. Valgono tutti i dati dell'esempio 1 ad eccezione di quelli sotto riportati.

Dati

- Categoria topografica : T2
- Coefficiente di sicurezza della muratura (γ_m) : 2
- Livello di conoscenza : LC2
- Parametri sismici del sito ($a_g = 0.268$; $F_0 = 2.423$; $T^*_c = 0.365$).

Soluzione

In questo caso per ipotesi occorre risolvere l'esempio secondo l'analisi cinematica non lineare. La verifica si ottiene dal confronto della capacità di spostamento con la domanda di spostamento (vedi paragrafo A.1.4.2). Poiché la parte di struttura che partecipa al cinematismo è a contatto con la fondazione, occorre effettuare la verifica solo attraverso la relazione (A.1.19).

Per determinare la capacità di spostamento, il primo passo è quello di determinare la curva di capacità del sistema. A tale scopo occorre calcolare il moltiplicatore dei carichi orizzontali (α) per alcune configurazioni deformate del sistema. Poiché i carichi che partecipano al meccanismo sono costanti e partecipano fino alla fine del processo di deformazione, la curva assume andamento lineare, per cui, per essere determinata, è sufficiente valutare il moltiplicatore dei carichi di attivazione del meccanismo (α_0) ed il moltiplicatore α in una sola configurazione deformata. Dopo di che è sufficiente prolungare il segmento ottenuto fino ad intersecare l'asse delle ascisse. Il moltiplicatore dei carichi di attivazione del meccanismo α_0 è stato già determinato nell'esempio 1 (relazione (4.2)). Per individuare il secondo punto della retta, si considera il sistema in una configurazione deformata (per esempio assumendo una rotazione del sistema di 2° intorno alla cerniera cinematica C – vedi figura 4.3). Applicando la (4.2), tenendo conto della nuova posizione dei punti di applicazione delle forze, si ottiene il seguente moltiplicatore:

$$\alpha = 0.083$$

Si assume come punto di controllo (k) il baricentro della testa del muro. Per una rotazione di 2° il suddetto punto assume uno spostamento in orizzontale pari a 10.49 cm. Riportando i dati calcolati in un sistema cartesiano si ottiene la curva di capacità del sistema reale (vedi figura 4.7). Dal diagramma si evince che lo spostamento del punto di controllo per il quale si annulla α è $d_{k,0} = 35.29$ cm.

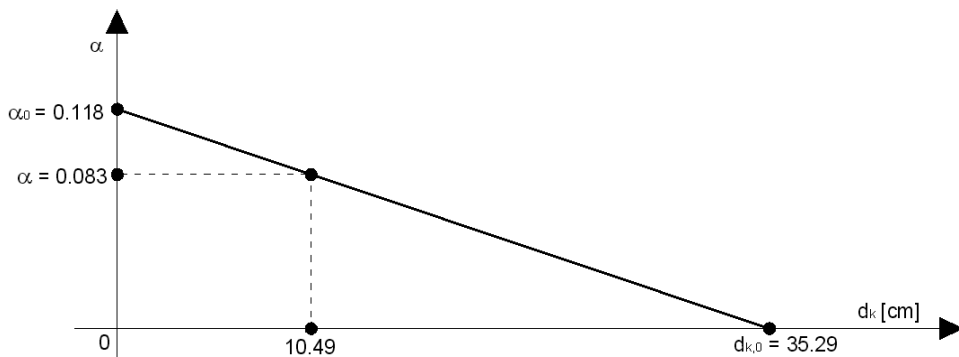


Figura 4.7 – Curva di capacità del sistema

Determinata la curva di capacità del sistema reale occorre individuare la curva di capacità del sistema spettrale. L'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo è stata calcolata nell'esempio 1 ed è data dalla (4.5). Gli spostamenti spettrali si ottengono dalla relazione (A.1.22):

$$d^* = d_k \frac{W \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2 + P_s \cdot h^2}{h \cdot \left(W \frac{h}{2} + P_s \cdot h\right)} = d_k \frac{\frac{W}{4} + P_s}{\frac{W}{2} + P_s} = 0.729 \cdot d_k \quad (4.9)$$

Trasformando le ordinate della curva di capacità del sistema reale attraverso la (A.1.12) e le ascisse attraverso la (4.9) si ottiene la curva di capacità del sistema spettrale riportato in figura 4.8 (curva A-B). Nella figura viene riportata anche l'azione sismica attraverso il diagramma ADRS. Tenendo conto del sito e delle caratteristiche del suolo di fondazione, si ottengono i dati relativi all'azione sismica riportati in tabella 4.3.

Parametri sismici							
S_s	S_t	S	C_c	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]	$S_{e,max}$ [cm/s ²]
1.31	1.2	1.57	1.46	0.18	0.53	2.67	999.7

Tabella 4.3 – Dati che definiscono lo spettro

Nota la curva di capacità del sistema spettrale (curva A-B in figura 4.8) è possibile definire le grandezze necessarie alla soluzione del problema (dalla curva di capacità si ricava lo spostamento del punto di controllo $d^*_0 = 25.81$ cm che annulla l'accelerazione spettrale):

$$d^*_u = 0.4 \cdot d^*_0 = 0.4 \cdot 25.81 = 10.32 \text{ cm} \quad (4.10)$$

$$d^*_s = 0.4 \cdot d^*_u = 0.4 \cdot 10.32 = 4.13 \text{ cm} \quad (4.11)$$

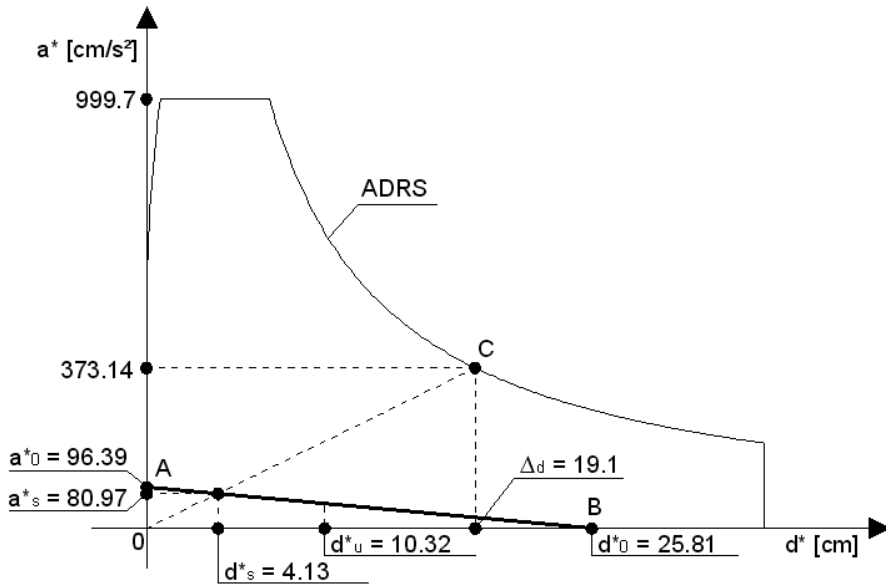


Figura 4.8 – Curva di capacità del sistema spettrale

Data la curva di capacità del sistema spettrale è possibile ricavare il valore dell'accelerazione in corrispondenza di d^*_s :

$$a^*_s = 80.97 \text{ cm/s}^2 \quad (4.12)$$

Dalle (4.11) e (4.12), attraverso la relazione (A.1.21), si ottiene il periodo T_s :

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d^*_s}{a^*_s}} = 2\pi \sqrt{\frac{4.13}{80.97}} = 1.42 \text{ s}$$

Il valore dello spettro elastico in corrispondenza di T_s vale (ricavato dalla relazione (A.2.6.c) dell'Appendice 2):

$$S_e(T_s) = 373.14 \text{ cm/s}^2$$

Dalla relazione (A.2.11) si ottiene la domanda di spostamento:

$$\Delta_d = S_{De}(T_s) = 373.14 \cdot \left(\frac{1.42}{2\pi}\right)^2 = 19.1 \text{ cm}$$

Poiché la domanda di spostamento è maggiore della capacità di spostamento, l'esito della verifica è negativo:

$$d^*_u = 10.32 < \Delta_d = 19.1 \text{ cm} \quad (\text{verifica non soddisfatta})$$

Per migliorare l'esito della verifica si consolida con tiranti. L'obiettivo è quello di dimensionare i tiranti in maniera tale da far verificare la struttura.

I tiranti vengono dimensionati in modo che a crollare siano i cavi (rottura duttile), per cui raggiungono il massimo della deformazione. Dalla relazione (2.6), tenendo conto che il tirante ha una lunghezza di 400 cm (vedi figura 4.1) si ottiene la seguente deformazione a rottura (la deformazione ultima dipende solo dalla lunghezza del tirante):

$$\Delta l_p = 0.01 \cdot 400 = 4 \text{ cm}$$

Dalla precedente si evince che il tirante crolla per uno spostamento del punto di applicazione del tirante stesso pari a 4 cm. Analogamente all'esempio precedente, il tirante si applica ad una quota pari a 280 cm dalla fondazione e, di conseguenza, lo spostamento del punto di controllo in corrispondenza della rottura del tirante è 4.29 cm. Poiché gli spostamenti tra sistema reale e spettrale sono legati dalla relazione (4.9), lo spostamento spettrale del punto di controllo in corrispondenza del collasso del tirante è $4.29 \cdot 0.729 = 3.13$ cm. In definitiva, per il sistema consolidato, lo spostamento del punto di controllo per il quale si ha la rottura del tirante diventa la capacità di spostamento (poiché la rottura del tirante avviene per uno spostamento del punto di controllo inferiore al valore della capacità di spostamento calcolata in assenza di tirante – vedi relazione (4.10) – si assume come capacità di spostamento lo spostamento del punto di controllo in corrispondenza del collasso del tirante):

$$d^*_u = 3.13 \text{ cm}$$

Nota la capacità di spostamento in presenza di tirante, affinché il sistema sia verificato, la domanda di spostamento deve essere minore o uguale alla capacità di spostamento. Sotto queste condizioni, la domanda di spostamento può al massimo assumere il valore $\Delta_d = 3.13$ cm. A tale ascissa si intercetta la curva ADRS nel punto C (vedi figura 4.9). Il punto di intersezione tra la retta 0-C e la retta verticale passante per l'ascissa $d^*_s = 0.4 \cdot 3.13 = 1.25$ cm fornisce l'ordinata che la curva di capacità deve assumere in corrispondenza di d^*_s affinché il sistema dia esito positivo della verifica (punto D in figura). La suddetta intersezione si ottiene per il valore dell'accelerazione pari a 399.9 cm/s^2 . Facendo una trasformazione inversa, passando dal sistema spettrale a quello reale, in corrispondenza dell'ascissa 1.71 cm (spostamento del punto di controllo del sistema reale corrispondente a d^*_s), il valore del moltiplicatore richiesto si ottiene dalla relazione (A.1.12) dell'Appendice 1 (la frazione di massa partecipante e^* è stata calcolata nell'esempio 1 ed è data dalla relazione (4.4)):

$$\alpha = \frac{a^* \cdot e^* \cdot FC}{g} = \frac{399.9 \cdot 0.89 \cdot 1.35}{980.6} = 0.49 \quad (4.13)$$

Dalla relazione (2.4) e dalla tabella 4.2 si ottiene la deformazione elastica del tirante pari al seguente valore:

$$\Delta l_e = 0.43 \text{ cm} \quad (4.14)$$

cui α_0 è uguale a 0, la struttura non è capace di resistere ad alcuna azione sismica. Nel caso in cui α_0 è minore di 0, la struttura non resiste nemmeno ai carichi statici.

In alternativa all'equilibrio alla rotazione si può applicare il principio dei lavori virtuali. Secondo il suddetto principio, la somma del lavoro delle forze interne ed esterne deve essere nullo. Tutte le forze devono essere moltiplicate per gli spostamenti virtuali considerati nella direzione della forza stessa, con segno positivo se forza e spostamento hanno lo stesso verso e con segno negativo nel caso contrario. In definitiva si ha (tenendo presente che le forze interne assumono generalmente valore nullo):

$$\alpha_0 \sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{x,i} + \sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{y,i} + \sum_{i=1}^m F_{x,i} \cdot \delta_{x,i} + \sum_{i=1}^p F_{y,i} \cdot \delta_{y,i} = 0 \quad (\text{A.1.15})$$

dove con $\delta_{x,i}$ si indica lo spostamento virtuale della forza i -esima in direzione x e con $\delta_{y,i}$ quello della i -esima forza in direzione y . Con $F_{x,i}$ si indica la i -esima forza orizzontale priva di inerzia, mentre con $F_{y,i}$ si indica quella verticale. La (A.1.15) e la (A.1.13) portano allo stesso risultato. Gli spostamenti virtuali in direzione x ed y si ottengono rispettivamente dalle relazioni (A.1.18.a) ed (A.1.18.b).

A.1.4.1.4 – Frazione di massa partecipante

La frazione di massa partecipante (e^*) si ottiene dalla seguente relazione:

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{i=1}^n P_i} \quad (\text{A.1.16})$$

dove M^* è la massa partecipante al cinematismo e di seguito riportata e P_i la i -esima forza peso (forza con inerzia).

A.1.4.1.5 – Massa partecipante al cinematismo

La massa partecipante (M^*) si ottiene dalla seguente relazione:

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{x,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{x,i}^2} \quad (\text{A.1.17})$$

dove si indica con $\delta_{x,i}$ lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i sulla configurazione iniziale (non deformata) del sistema. Gli spostamenti virtuali (sia orizzontali che verticali) di un qualsiasi punto del sistema si possono calcolare attraverso le seguenti relazioni in funzione della variazione angolare virtuale ($\delta\theta$):

$$\delta_x = y \cdot \delta\theta \quad (\text{A.1.18.a})$$

$$\delta_y = x \cdot \delta\theta \quad (\text{A.1.18.b})$$

dove si indica con x la distanza in orizzontale del punto di applicazione della generica forza e la cerniera cinematica C , e con y la distanza in verticale tra la generica forza e la suddetta cerniera (vedi figura A.1.2). Da notare che sostituita la (A.1.18.a) nella relazione (A.1.17), l'angolo virtuale $\delta\theta$ si elimina. A questo punto tutte le quantità sono state definite per cui è possibile verificare il sistema attraverso le relazioni (A.1.7), (A.1.8), (A.1.9) ed (A.1.10).

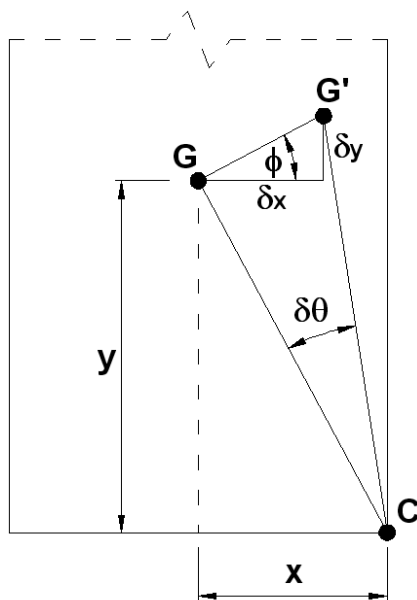


Figura A.1.2

A.1.4.2 – Analisi cinematica non lineare

La verifica si ritiene soddisfatta quando sono verificate le seguenti relazioni:

$$d_u^* \geq \Delta_d(T_s) = S_{De}(T_s) \quad (\text{A.1.19})$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0.02 \frac{T_s}{T_1}}} \quad (\text{A.1.20})$$

La (A.1.19) si applica sempre mentre la (A.1.20) si applica solo nel caso in cui la parte di struttura interessata dal meccanismo non è a contatto con la fondazione. Il periodo T_1 , le quantità $\psi(Z)$ e γ sono state definite nel paragrafo A.1.4.1.1. Si definiscono di seguito tutte le altre grandezze che compaiono nelle precedenti relazioni.

A.1.4.2.1 – Periodo T_s

Il periodo T_s si ottiene dalla seguente relazione:

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}} \quad (\text{A.1.21})$$

dove d_s^* è lo spostamento spettrale ed a_s^* l'accelerazione spettrale in corrispondenza del periodo T_s . Per determinare le precedenti quantità occorre definire la curva di capacità del sistema.

A.1.4.2.2 – Curva di capacità del sistema reale

Per determinare la curva di capacità del sistema occorre calcolare il moltiplicatore dei carichi in diverse configurazioni deformate. In altri termini, dato il sistema, si impone una rotazione finita intorno alla cerniera cinematica e si calcola il moltiplicatore (α) attraverso la relazione (A.1.15). Si ripete il procedimento aumentando via via l'entità della rotazione fino a quando il moltiplicatore non assume valore nullo (resistenza sismica nulla). Se le forze che partecipano al cinematismo si mantengono costanti fino alla fine del processo di deformazione, la curva ottenuta assume andamento lineare (vedi "a" di figura A.1.3). Viceversa, se le forze non si mantengono costanti fino alla fine del processo di deformazione (per esempio lo snervamento e la rottura di un tirante), la curva può presentare anche delle discontinuità (vedi "b" di figura A.1.3). In definitiva, la curva di capacità del sistema reale è un diagramma dove in ordinata si riporta il moltiplicatore dei carichi per una generico stato di deformazione, mentre in ascissa si riporta lo spostamento del punto di controllo. Il punto di controllo è un generico punto del sistema (che partecipa al cinematismo). Generalmente si assume come punto di controllo l'estremo superiore del sistema.

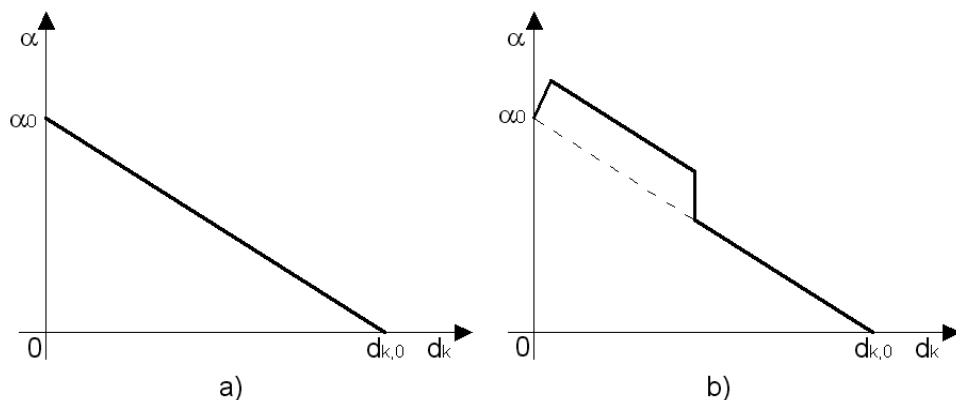


Figura A.1.3 – Curva di capacità del sistema reale

A.1.4.2.3 – Curva di capacità del sistema equivalente (o spettrale)

Per fare la verifica occorre passare dal sistema reale a quello spettrale. Tale sistema viene rappresentato su un diagramma (vedi figura A.1.4) dove in ordinata si riportano le accelerazioni spettrali (a^*) mentre in ascissa si riportano gli spostamenti spettrali (d^*). L'ordinata corrispondente a $d^* = 0$ viene detta accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo e si indica con a^*_0 .

La generica accelerazione spettrale si ottiene dalla (A.1.12) sostituendo α_0 con un generico valore di α . Lo spostamento spettrale si ottiene dalla seguente:

$$d^* = d_k \frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,k} \sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{x,i}} \quad (A.1.22)$$

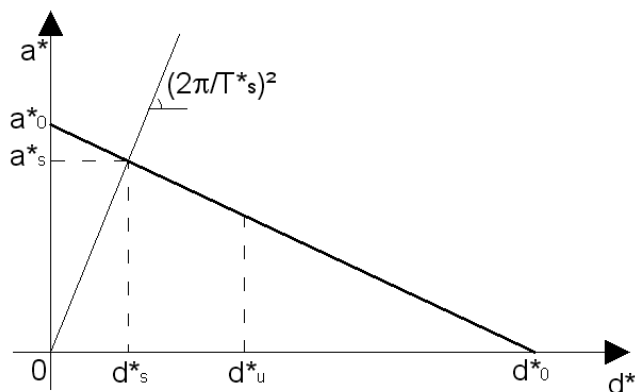


Figura A.1.4 – Curva di capacità del sistema equivalente

dove $\delta_{x,k}$ è lo spostamento virtuale in direzione orizzontale del punto di controllo k . Nella figura A.1.4 si indica con d^*_0 lo spostamento spettrale del punto di controllo in corrispondenza del moltiplicatore dei carichi nullo (massimo valore dello spostamento per la curva di capacità).

A.1.4.2.4 – Capacità di spostamento

La capacità di spostamento (d^*_u) relativa allo Stato limite di salvaguardia della vita (SLV) si ottiene dalla curva di capacità spettrale, in corrispondenza dallo spostamento minore tra:

- A) il 40% dello spostamento per cui si annulla l'accelerazione spettrale a^* , valutata su una curva in cui si considerino solamente le azioni di cui è verificata la presenza fino al collasso;
- B) lo spostamento corrispondente a situazioni localmente incompatibili con la stabilità degli elementi della costruzione (ad esempio, sfilamento di travi), nei casi in cui questo sia valutabile.

In altri termini, se tutte le forze partecipano al cinematismo fino alla fine del processo di deformazione, la capacità di spostamento è pari al 40% ($0.4 \cdot d^*_0$) dello spostamento spettrale per cui si annulla l'accelerazione spettrale ($a^* = 0$). Se le forze in gioco non partecipano fino alla fine del processo di deformazione del cinematismo (per esempio, perdita di equilibrio di elementi di cui è costituito il sistema), si assume come capacità di spostamento il minimo tra la quantità sopra discussa (40% di d^*_0) e l'ascissa che corrisponde alla perdita di equilibrio di qualche elemento del sistema.

A.1.4.2.5 – Spostamento spettrale (d^*_s) ed accelerazione spettrale (a^*_s) in corrispondenza del periodo T_s

Lo spostamento spettrale (d^*_s) in corrispondenza del periodo T_s (definito nel punto A.1.4.2.1) si assume pari al 40% della capacità di spostamento (d^*_u), quest'ultima definita nel paragrafo A.1.4.2.4. In formule si ha (vedi figura A.1.4):

$$d^*_s = 0.4 \cdot d^*_u \quad (\text{A.1.23})$$

Noto lo spostamento d^*_s , attraverso la curva di capacità spettrale definita nel paragrafo A.1.4.2.3, è possibile definire l'accelerazione spettrale a^*_s (vedi figura A.1.4).

Note tutte le quantità che entrano in gioco nelle (A.1.19) ed (A.1.20), è possibile effettuare le verifiche.

A.1.4.2.6 – Verifica grafica

Nello stesso piano cartesiano definito in figura A.1.4 è possibile riportare anche l'azione sismica attraverso la curva ADRS, secondo la quale in ordinata si riporta lo spettro elastico in termini di accelerazioni (S_e) ed in ascissa lo spettro in termini di spostamenti (S_{De}). Tale diagramma assume la forma riportata in figura A.1.5.

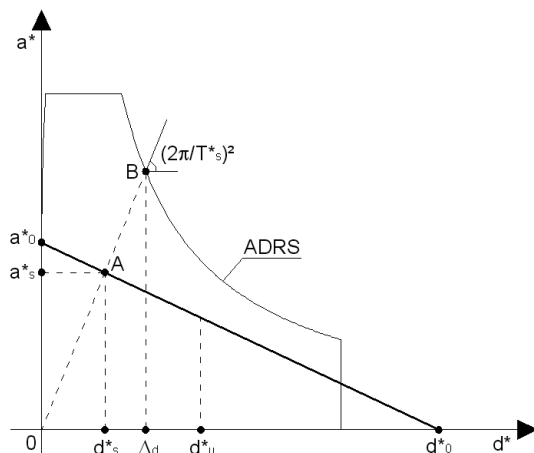


Figura A.1.5 – Verifica grafica del meccanismo

Nota la capacità di spostamento del sistema (d^*_u), il 40% di quest'ultima definisce lo spostamento d^*_s . L'intersezione con la curva di capacità (punto A in figura) consente di individuare l'accelerazione spettrale (a^*_s) con la quale si calcola il periodo T_s attraverso la relazione (A.1.21). La retta 0-A intercetta la curva ADRS nel punto B la cui ascissa fornisce lo spostamento richiesto (Δ_d). In definitiva, note la curva di capacità e l'azione sismica è possibile determinare la soluzione graficamente (naturalmente il disegno deve essere realizzato in scala).

Quanto detto sopra vale nei casi in cui la struttura che si deve analizzare è a contatto con la fondazione per la quale occorre verificare solo la relazione (A.1.19). Nel caso in cui la parte di struttura (elementi che partecipano al cinematisimo) da analizzare è a quota maggiore rispetto alla fondazione, occorre tenerne conto amplificando le azioni sismiche per cui occorre che sia verificata anche la relazione (A.1.20). In questo caso la curva che definisce l'azione sismica si ottiene dalla combinazione delle relazioni (A.1.19) ed (A.1.20). La (A.1.20) richiede ulteriormente la conoscenza dei coefficienti ψ e γ già definiti nel paragrafo A.1.4.1.1 ed il periodo proprio di vibrare dell'intera struttura (T_1), valutabile in maniera approssimata dalla relazione (A.1.11). In "a" di figura A.1.6 si riportano separatamente la curva legata alla (A.1.19) e quella legata alla (A.1.20). Ai fini della verifica le due curve devono essere combinate come riportato in "b" di figura A.1.6 (per ogni ascissa si assume il massimo delle due curve). Nel caso di figura la relazione (A.1.20) eccede la (A.1.19) solo nel tratto orizzontale di quest'ultima. Il fatto che occorre verificare anche la relazione

(A.1.20) porta a condizioni più gravose per l'esito della stessa verifica. In effetti, per alcuni valori delle ascisse, lo spostamento richiesto (Δ_d) è maggiore dello spostamento richiesto (Δ'_d) che si ottiene nel caso in cui non si considera la relazione (A.1.20).

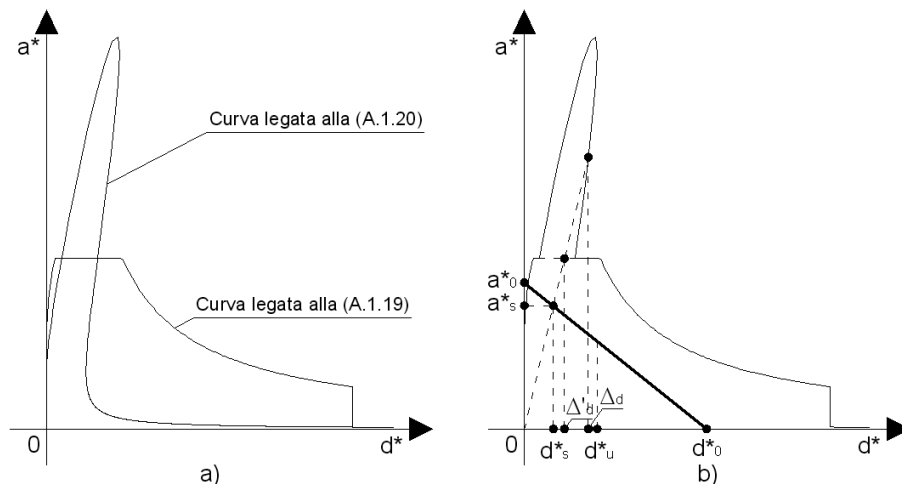


Figura A.1.6 – Verifica grafica per strutture non a contatto con la fondazione

A.1.5 – Schematizzazione a telaio equivalente di una parete in muratura

Secondo la schematizzazione a telaio equivalente, ogni parete è costituita da tre tipologie di macro elementi: i **maschi murari**, le **fasce di piano** ed i **conci rigidi**. I maschi murari sono gli elementi verticali deformabili posti tra due aperture (vedi figura A.1.7) appartenenti allo stesso livello dell'edificio, le fasce di piano sono gli elementi orizzontali deformabili posti tra due aperture appartenenti a livelli diversi, i conci rigidi sono gli elementi che collegano i maschi e le fasce di piano. Vediamo più nel dettaglio i tre elementi di cui è composta la parete.

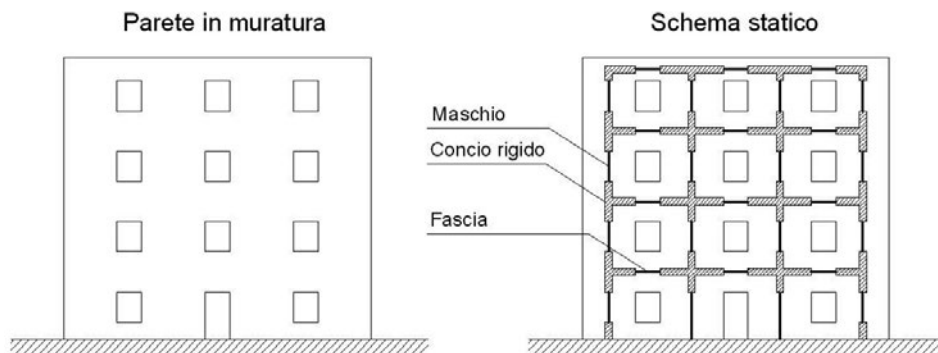


Figura A.1.7 – Schematizzazione a telaio equivalente di una parete in muratura

A.1.5.1 – Maschi murari

I maschi murari vengono modellati attraverso un legame costitutivo (taglio-spostamento) elastico-perfettamente plastico definito dalla rigidezza $k = \operatorname{tg}(\alpha)$, dal taglio ultimo V_u , dallo spostamento elastico δ_0 e dallo spostamento ultimo δ_u .

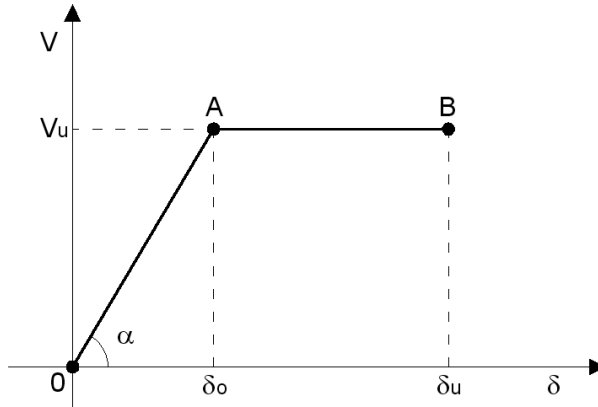


Figura A.1.8 - Legame costitutivo del maschio murario

La rigidezza k dell'elemento si ottiene dalla teoria di Timoshenko. Nel caso in cui l'elemento è libero di traslare solo in testa (un solo grado di libertà), la rigidezza è data dalla seguente relazione:

$$k = \frac{1}{\frac{h^3}{12EI} + \frac{1.2 \cdot h}{GA}} \quad (\text{A.1.24.a})$$

mentre, nel caso in cui è anche libero di ruotare (comportamento a mensola), la rigidezza è data dalla seguente:

$$k = \frac{1}{\frac{4 \cdot h^3}{12EI} + \frac{1.2 \cdot h}{GA}} \quad (\text{A.1.24.b})$$

dove

- h è l'altezza del maschio;
- E è il modulo elastico normale della muratura;
- G è il modulo elastico tangenziale della muratura;
- I è il momento d'inerzia rispetto all'asse baricentrico ortogonale al piano del muro della sezione trasversale del maschio;
- A è l'area della sezione trasversale del maschio.

Le resistenze a pressoflessione e a taglio di un maschio murario sono definite nel paragrafo A.1.2.

Lo spostamento elastico δ_0 dell'elemento si ottiene dal rapporto tra la resistenza a taglio e la rigidezza:

$$\delta_0 = \frac{V_u}{k} \quad (\text{A.1.25})$$

mentre lo spostamento ultimo δ_u è funzione della duttilità dell'elemento:

$$d = \frac{\delta_u}{\delta_0} \quad (\text{A.1.26})$$

La normativa italiana stabilisce lo spostamento ultimo degli elementi in funzione della propria altezza e del meccanismo di rottura (pressoflessione o taglio):

$$\delta_u = 0.006 \cdot h \quad (\text{per rottura a flessione del maschio - esistenti}) \quad (\text{A.1.27.a})$$

$$\delta_u = 0.004 \cdot h \quad (\text{per rottura a taglio del maschio}) \quad (\text{A.1.27.b})$$

A.1.5.2 – Fasce di piano

Le fasce di piano (dette anche *travi di accoppiamento*) sono elementi deformabili della parete collocate tra due aperture verticali (vedi figura A.1.7). Il loro contributo nella resistenza sismica di una parete è notevole e può essere preso in considerazione solo se all'interno della fascia stessa è presente un elemento in grado di resistere a trazione (cordolo, tirante, architrave bene ammorzata, ecc.).

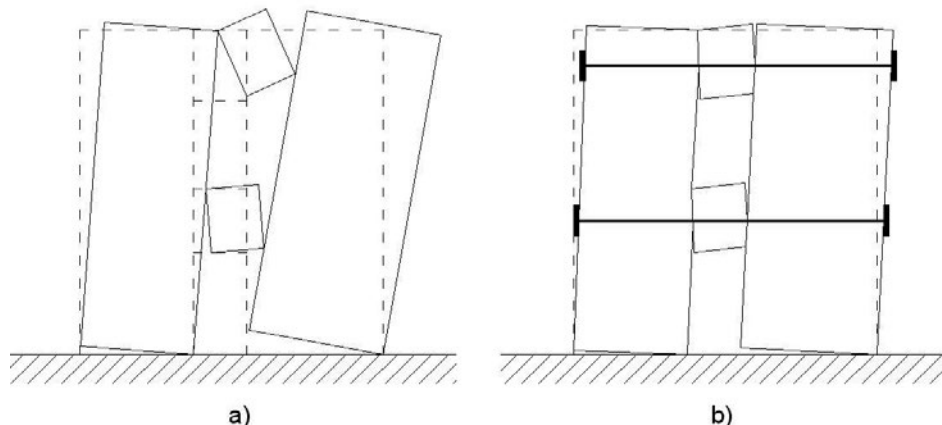


Figura A.1.9 – Fasce di piano: a) comportamento senza elementi resistenti a trazione; b) comportamento con elementi resistenti a trazione (per esempio tiranti)

L'incremento di resistenza della parete dipende dal grado di accoppiamento tra le fasce di piano ed i maschi murari, maggiore è il grado di accoppiamento, maggiore è la resistenza della parete nel suo complesso. Nei casi in cui il grado di accoppiamento è modesto (per esempio nei casi in cui non sono presenti elementi resistenti a trazione), l'incremento di resistenza dell'intera parete per effetto delle fasce di piano è trascurabile (vedi "a" di figura A.1.9), mentre può essere elevato nei casi in cui si ha un buon grado di accoppiamento (per esempio nei casi in cui è presente il suddetto elemento resistente a trazione) tra maschi e fasce (vedi "b" di figura A.1.9).

Le resistenze a pressoflessione e taglio di una fascia di piano sono definite nel paragrafo A.1.3.

A.1.5.3 – Conci rigidi

I conci rigidi sono elementi in muratura non in grado di subire deformazioni che hanno la funzione di collegare i maschi murari e le fasce di piano (vedi figura A.1.7).

A.1.6 – Analisi globale statica non lineare (pushover)

In sintesi, l'analisi statica non lineare (pushover), secondo le prescrizioni del D.M. 14/01/2008 e della Circolare 617/2009, si articola nei seguenti passi:

- 1) individuazione delle parti resistenti della struttura muraria. Definizione del telaio equivalente attraverso la definizione di maschi murari, fasce di piano e conci rigidi;
- 2) calcolo delle curve di capacità. Occorre determinare le curve del sistema reale (MDOF – sistema a più gradi di libertà) secondo due diversi profili di carico, uno proporzionale alle masse e l'altro proporzionale alle altezze in entrambe le direzioni principali con il verso positivo e negativo delle forze, ottenendo così otto combinazioni di carico diverse come riportato nella tabella A.1.5;

Direzione del sisma	Profilo di carico	Verso azione sismica
X	Masse	+
X	Masse	-
X	Altezze	+
X	Altezze	-
Y	Masse	+
Y	Masse	-
Y	Altezze	+
Y	Altezze	-

Tabella A.1.5 – Combinazioni di carico per analisi pushover

- 3) trasformazione del sistema a più gradi di libertà in quello ad un solo grado di libertà equivalente (SDOF) attraverso il coefficiente di partecipazione Γ ;
- 4) approssimazione della curva di capacità del sistema equivalente al sistema bilineare di massa m^* , rigidezza k^* e periodo T^* ;
- 5) calcolo della capacità di spostamento (u_{\max});
- 6) calcolo della domanda di spostamento (d_{\max});
- 7) confronto tra capacità di spostamento e domanda di spostamento.

L'esito della verifica si considera positivo quando è soddisfatta la seguente relazione:

$$u_{\max} \geq d_{\max}$$

La curva di capacità della struttura è di fondamentale importanza per l'analisi *pushover*. In ascissa viene rappresentato lo spostamento orizzontale (d_c) di un generico punto della struttura, detto **punto di controllo** (generalmente si assume il baricentro delle masse dell'ultimo impalcato), mentre in ordinata viene rappresentata la forza orizzontale alla base (V_b) della struttura. La curva si ottiene incrementando i carichi orizzontali fino a collasso e generalmente assume andamento monotono crescente ("a" in figura A.1.10). Può capitare (se si considerano gli effetti del *softening*) che si abbiano anche rami decrescenti (vedi "b" in figura 4.1.10).

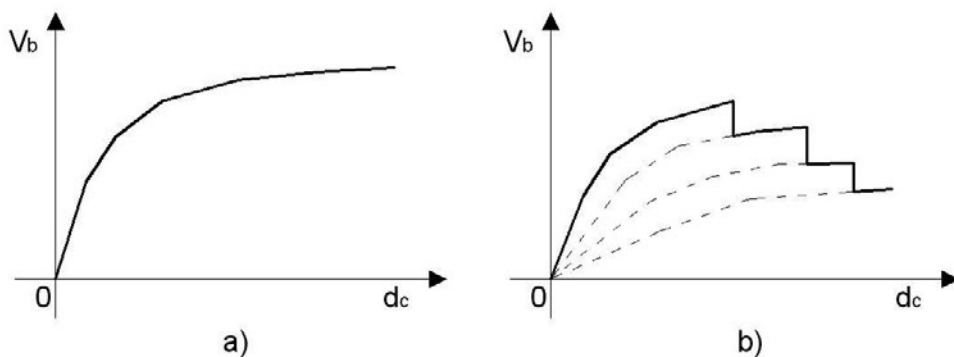


Figura A.1.10 – Curve di capacità

Come si può notare, il legame tra carichi e spostamenti non è lineare. Tale effetto si ha perché, via via che si incrementano i carichi orizzontali esterni, gli elementi che compongono la struttura tendono a plasticizzarsi, riducendo la propria rigidezza (con la plasticizzazione degli elementi cambia lo schema statico della struttura). In definitiva l'analisi *pushover* è **non lineare**. L'incremento dei carichi orizzontali avviene secondo un moltiplicatore α (seguendo la legge del profilo di carico scelto – vedi sotto) fino a quando la struttura raggiunge la crisi, che generalmente si può verificare per il collasso di uno o più elementi o per la formazione di un meccanismo di piano (i carichi vengono incrementati fino a quando la struttura non diventa labile).

La curva di capacità di una struttura non si determina in maniera univoca, ma dipende da una serie di fattori, soprattutto dalla scelta del punto di controllo e dalla legge di proporzionalità (profilo di carico) con la quale si fanno aumentare i carichi orizzontali. Due posizioni diverse per il punto di controllo possono fornire curve di capacità diverse e quindi risultati diversi. Si definisce profilo di carico, la legge con la quale vengono incrementati i carichi orizzontali. In letteratura esistono diversi criteri, tra i più utilizzati citiamo:

- profilo di carico proporzionale alle masse;
- profilo di carico proporzionale alle altezze;
- profilo di carico fisso o invariante proporzionale alla prima forma modale della struttura (uni-modale fisso o invariante);
- profilo di carico variabile proporzionale alla prima forma modale della struttura (uni-modale adattiva);
- profilo di carico proporzionale a più forme modali della struttura (multi-modale).

I carichi orizzontali vengono incrementati secondo un moltiplicatore α in maniera proporzionale secondo uno dei profili di carico sopra riportati. Nella fase iniziale dell'analisi α assume il valore 0. Il valore finale è quello che porta la struttura al collasso. Per gli edifici in muratura esistenti, secondo la normativa italiana (D.M. 14/01/2008 e Circolare 617/2009), occorre effettuare il calcolo considerando i profili di carico proporzionali alle masse ed alle altezze (punto C8.7.1.4. della Circ. 617/2009) indipendentemente dalla massa partecipante del primo modo di vibrare della struttura (secondo il D.M. 14/01/2008, il metodo è applicabile solo se la massa partecipante è superiore al 60%, mentre la circolare 617/2009 non mette alcun limite inferiore per la percentuale della suddetta massa). Naturalmente, diversi profili di carico forniscono curve di capacità diverse e di conseguenza risultati di calcolo diversi.

Determinata la curva di capacità del sistema reale (MDOF), occorre trasformarla nel sistema equivalente (SDOF). Tale trasformazione avviene attraverso il coefficiente di partecipazione riportato nella (A.1.28):

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \Phi_i}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \Phi_i^2} \quad (\text{A.1.28})$$

Nella precedente si indica con m_i la massa dell' i -esimo grado di libertà, mentre con Φ_i si indica la i -esima componente dell'autovettore della prima forma modale. Con n si indica il numero dei gradi di libertà della struttura.

La trasformazione da sistema MDOF a sistema SDOF avviene attraverso le seguenti (si divide sia l'ordinata che l'ascissa della curva di capacità del sistema MDOF per il coefficiente di partecipazione Γ – vedi figura A.1.11):

Appendice 3

Software CdT

Il software *CdT* (Calcolo di Tiranti) è specifico per il calcolo di tiranti metallici secondo le prescrizioni del D.M. 14/01/2008 e della Circolare 617/2009 ed è stato sviluppato dallo stesso autore. Il software consente di dimensionare le varie parti che compongono il tirante note le caratteristiche meccaniche della muratura e la trazione di calcolo a cui il tirante deve essere sottoposto, secondo quanto riportato nei capitoli 1 e 2 del testo.

Il software è molto semplice da utilizzare ed i dati richiesti sono pochi e di facile interpretazione. Si riportano di seguito le funzionalità del software.

A.3.1 – Dati d’input

In un’apposita sezione vengono inseriti tutti i parametri necessari per definire la geometria e le caratteristiche meccaniche del tirante, del muro su cui collocato ed i carichi che gravano sulla muratura in corrispondenza del tirante. Il software consente di dimensionare il tirante tenendo conto anche di eventuali consolidamenti della muratura secondo quanto previsto dal punto C8A.2 della Circolare 617/2009.

A.3.1.1 – Cavo

Il cavo del tirante può essere di forma circolare o rettangolare. La scelta della forma avviene attraverso il campo “Tipo sezione” il quale dà la possibilità di fare le seguenti scelte:

- Circolare;
- Rettangolare.

Nel caso in cui si sceglie la forma “Circolare” si attivano i seguenti campi:

- **Diametro:** diametro del tirante espresso in mm

Nel caso in cui si sceglie la forma “Rettangolare” si attivano i seguenti campi:

- **Larghezza cavo (a1):** dimensione in orizzontale del cavo espressa in mm;
- **Altezza cavo (b1):** dimensione in verticale del cavo espressa in mm;

Per definire il cavo occorre anche inserire il dato relativo alla lunghezza, necessario per la valutazione della deformabilità. Il dato si inserisce attraverso il campo:

- **Lunghezza tirante (l):** lunghezza del cavo espressa in cm.

A.3.1.2 – Capochiave

Il capochiave del tirante può essere di forma circolare, rettangolare o a paletto. La scelta della forma avviene attraverso il campo “Tipo capochiave” il quale da la possibilità di fare le seguenti scelte:

- Circolare;
- Rettangolare;
- Paletto.

Nel caso in cui si sceglie la forma “Circolare” si attivano i seguenti campi:

- **Diametro:** diametro del capochiave espresso in cm;
- **Spessore piastra (s1):** spessore della piastra metallica a contatto con la muratura espressa in mm;
- **Spessore della nervatura (s2):** spessore della nervatura della piastra metallica espressa in mm. Nel caso in cui il capochiave è privo di nervatura, tale valore si assume nullo;
- **Altezza della nervatura (hn):** altezza della nervatura nella sezione di incastro espressa in mm (per la sezione di incastro si intende quelle in prossimità del cavo).

Nel caso di forma “Rettangolare” si attivano i seguenti campi:

- **Lato orizzontale (a2):** dimensione in orizzontale del capochiave espressa in cm;
- **Lato verticale (b2):** dimensione in verticale del capochiave espressa in cm;
- **Spessore piastra (s1):** vedi sopra – forma circolare;
- **Spessore della nervatura (s2):** vedi sopra – forma circolare;
- **Altezza della nervatura (hn):** vedi sopra – forma circolare.
- **n° cavi:** numero dei cavi di cui è composto il tirante. Il cavo può essere singolo o doppio.

Nel caso di forma a “Paletto” si attivano i seguenti campi:

- **Lato lungo (a2):** dimensione lunga del capochiave espressa in cm;
- **Lato corto (b2):** dimensione corta del capochiave espressa in cm;
- **Altezza del paletto (hn):** altezza del paletto in prossimità della sezione di incastro espressa in mm (per la sezione di incastro si intende quelle in prossimità del cavo);
- **Angolo:** angolo di inclinazione del paletto espresso °.

A.3.1.3 – Muratura

Viene richiesto lo spessore della muratura e la tensione limite dovuta ai carichi sovrastanti e legata alla tensione media σ_0 .

A.3.1.4 – Materiali

Si definiscono i materiali necessari ai fini del calcolo del sistema. Il software chiede il materiale per la muratura (riportando quanto previsto dal punto C8A.2 della Circolare 617/2009) e per le parti metalliche del tirante (è possibile altresì differenziare il materiale del cavo e della chiave).

A.3.2 – Dati di output

Il software restituisce una relazione di calcolo in formato rtf dove vengono riportati i dati di calcolo necessari ed i risultati del dimensionamento ed un elaborato in formato dxf nel quale si riporta il particolare del tirante.

A.3.3 – Come scaricare il software

Il software può essere scaricato (gratuitamente per i possessori del testo) direttamente dal sito gestito dall'autore www.edificiimuratura.it. Per ulteriori chiarimenti consultare il suddetto sito o inviare una mail alla casella di posta elettronica info@edificiimuratura.it.

Bibliografia

- AA.VV., *Seismic behaviour of irregular and complex structures*, Aurelio Ghersi Editor, Dario Flaccovio, 2008.
- Circolare 617/2009, *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni"*.
- Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 9 febbraio 2011, *Valutazione e riduzione del rischio del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008, 26/02/2011*.
- D.M. 14/01/2008 (NTC), *Norme tecniche per le costruzioni*.
- Provincia di Perugia, *Terremoto in Umbria e Marche del 1997 – Criteri di calcolo per la progettazione degli interventi*.
- Regione Molise, *Analisi dei Meccanismi Locali di Collasso in Edifici Esistenti in Muratura*, Gennaio 2006.
- Regione Toscana, *Edifici in muratura in zona sismica, rilevamento delle carenze strutturali*, A cura di M. Ferrini; L. Decanini; A. Pagliuzzi; S. Scarparolo, 2004.
- T. Albanesi, C. Nuti, *Analisi Statica non Lineare (Pushover)*, Università degli Studi Roma Tre, 2007.
- S. Lagomarsino, *Linea di Ricerca 1. Analisi e verifica sismica dei meccanismi locali*, Consorzio Reluis, 2009.
- S. Lagomarsino, G. Magenes, C. Modena, *Edifici esistenti in muratura*, Consorzio Reluis, 2008.
- S. Lombardo, S. Luparello, *Restauro Strutturale*, Dario Flaccovio, Palermo 1997.
- G. Magenes, D. Bolognini, C. Braggio (A cura di), *Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura*, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma 2000.
- G. Magenes, S. Lagomarsino, *Linea di Ricerca 1. Valutazione e riduzione della vulnerabilità di edifici in muratura*, Consorzio Reluis, 2005.
- C. Modena, F. Pineschi e M. R. Valluzzi (A cura di), *Valutazione della vulnerabilità sismica di alcune classi di strutture esistenti. Sviluppo e valutazione di metodi di rinforzo*, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma 2000.
- M. Munari, G. Bettiol, F. da Porto, L. Milano, C. Modena, *Esempio di calcolo su rafforzamento locale di edifici in muratura con tiranti*, Consorzio Reluis, 2010.
- S. Podestà, *Verifica sismica di edifici in muratura*, Dario Flaccovio, Palermo 2012.
- L. Santoro, *Rischio sismico e patrimonio monumentale. Linee Guida*, Dario Flaccovio, Palermo 2007.
- M. Vinci, *Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura*, Dario Flaccovio, Palermo 2012.