

POR 2000

# **Analisi di un edificio in muratura**

**Calcolo, Controllo dei Risultati Globali, Verifiche dei  
Meccanismi Locali e Proposte di Interventi di  
Miglioramento Sismico  
secondo le Ntc**

**NEWSOFT**

[www.newsoft-eng.it](http://www.newsoft-eng.it)

### Premessa

Nel presente documento si affrontano le problematiche connesse alla valutazione della capacità portante di un edificio esistente in muratura e ai possibili interventi di miglioramento sismico. La struttura dell'edificio viene modellata con Por 2000, software specifico per il calcolo, l'analisi e la verifica di strutture in muratura ordinaria e armata soggette all'azione sismica. Il software effettua l'analisi pushover, le verifiche sismiche per gli stati limite di danno, salvaguardia della vita e collasso e tutte le verifiche locali delle murature in accordo con le NTC 2008.

Per la diversità dei contenuti presentati il documento viene suddiviso nelle seguenti parti:

- ✓ Analisi di un edificio esistente con Por2000;
- ✓ Risultati analisi statica;
- ✓ Risultati Analisi sismica;
- ✓ Interventi di rinforzo.

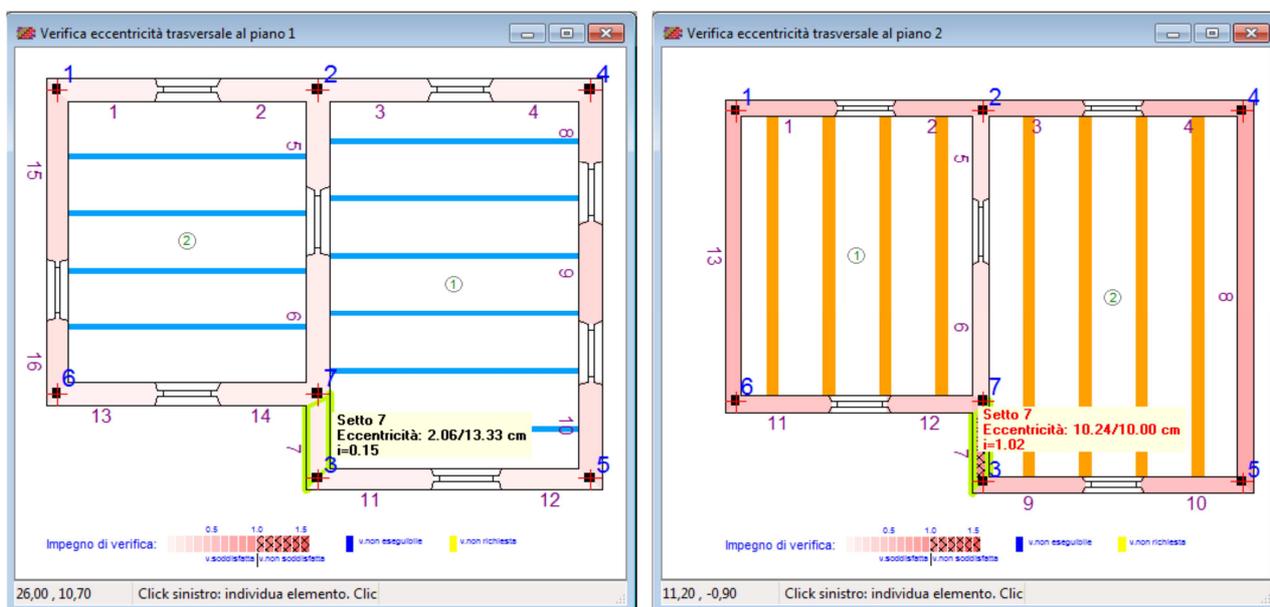
### Parte II. Risultati Analisi Statica

#### Analisi dei risultati

#### Verifiche statiche

Dai risultati di sintesi delle verifiche statiche visualizziamo in pianta le criticità sommarie delle tabelle riportate in fig. 5.

**Eccentricità trasversale:** non verificata.



**Figura 6:** Mappe di impegno relative alla verifica dell'eccentricità trasversale al piano 1.

La verifica, condotta per la combinazione delle azioni Statica locale, controlla che le due eccentricità di calcolo siano minori di un terzo dello spessore  $t$  della parete:

$$e_1 = |e_c| + |e_e| \leq t/3$$

$$e_2 = (e_c + e_e)/2 + e_{f0} \leq t/3$$

$e_c$  è l'eccentricità dei carichi, calcolata in base all'eccentricità di scarico dei solai e dei disassamenti trasversali delle murature;

$e_e$  è l'eccentricità di esecuzione, posta convenzionalmente pari a  $h/200$ , con  $h$  altezza del setto

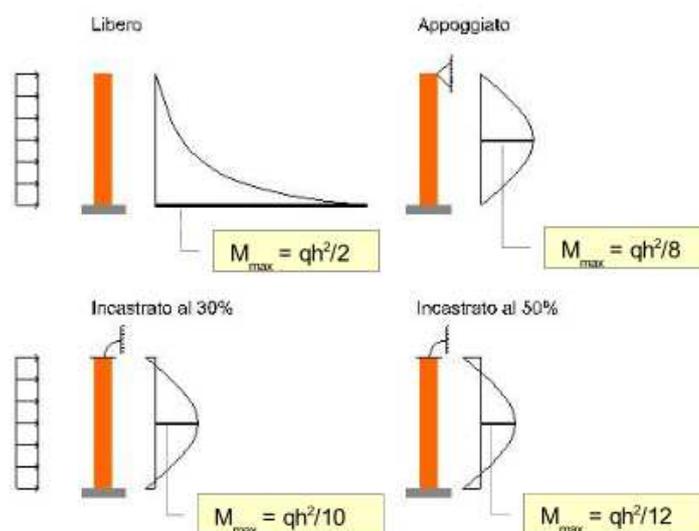
$e_{f0}$  è l'eccentricità dovuta alle spinte orizzontali, definita come  $e_s = M_{f0}/N_v$ , in cui:

$M_{f0}$  è il massimo momento prodotto dalle forze orizzontali trasversali al setto;  
 $N_V$  è lo sforzo normale nel setto.

Nella valutazione di  $M_{f0}$  si tiene in conto dello schema statico per l'inflessione trasversale del setto stabilito in base al vincolo offerto dal cordolo secondo lo schema:

*libero* M massimo al piede

*appoggiato o incastrato* M massimo in mezzeria.

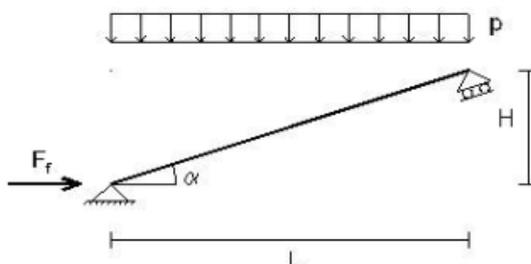


**Figura 7:** Schemi statici per la determinazione del momento massimo trasversale.

Le azioni che intervengono nella valutazione del momento  $M_{f0}$  sono le seguenti:

- spinta statica concentrata in testa prodotta dal carico permanente ed accidentale di falde inclinate non efficacemente ammortate, definita come:  

$$F_t = \frac{1}{2} p L^2 \tan \alpha / (\tan \alpha H + L) = \frac{1}{2} p L \sin \alpha \cos \alpha$$
- non intervengono azioni sismiche.



**Figura 8:** Schema statico per la determinazione della spinta di falda.

La verifica manuale, per l'eccentricità trasversale del setto 7 al secondo livello, fornisce per i valori estremi della combinazione *Statica locale* il valore  $e_2=12,67$  cm.

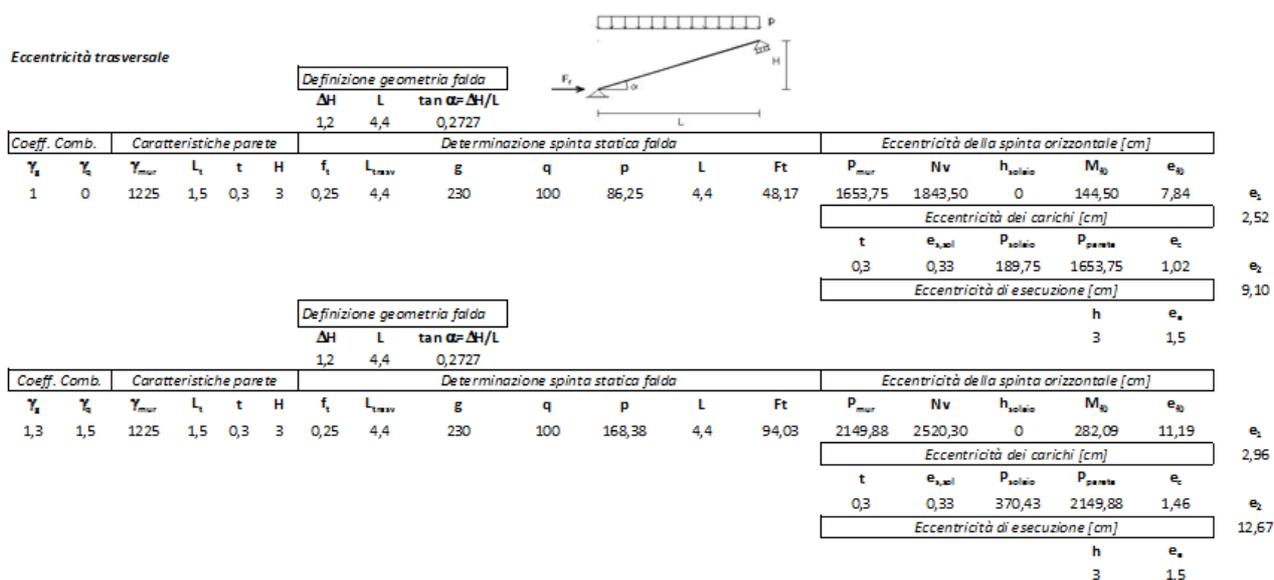
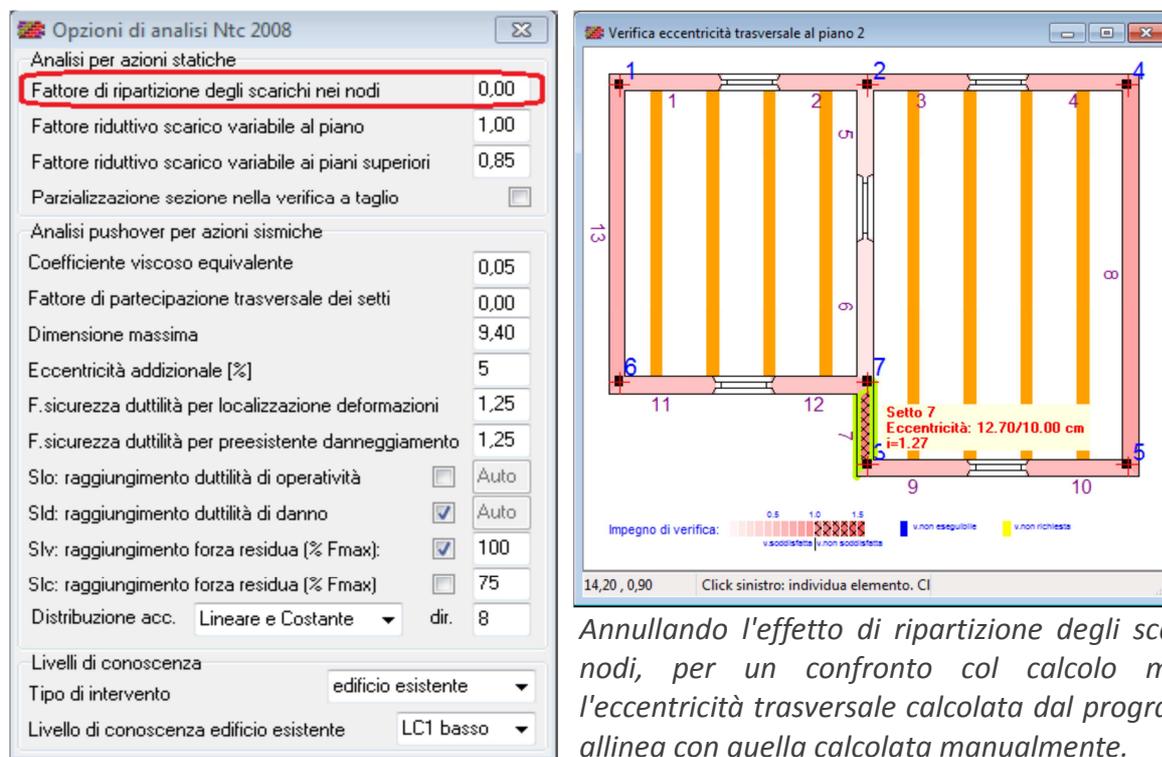


Figura 9: Foglio di calcolo per la verifica manuale dell'eccentricità trasversale.

La differenza riscontrata si giustifica col fatto che, per semplicità, nell'analisi manuale si è trascurato l'effetto dell'ammorsamento tra le pareti perpendicolari e si sono considerate le pareti scollegate nel nodo di intersezione. Si può confrontare la differenza agendo sul *fattore di ripartizione degli scarichi nei nodi*. Assegnando il valore unitario lo sforzo normale della parete più caricata si scarica parzialmente anche su quella perpendicolare per effetto della congruenza mentre con il valore nullo l'effetto svanisce.



Annullando l'effetto di ripartizione degli scarichi ai nodi, per un confronto col calcolo manuale, l'eccentricità trasversale calcolata dal programma si allinea con quella calcolata manualmente.

Figura 10: Impostazione delle opzioni di analisi per il confronto col calcolo manuale.

## Pressoflessione trasversale statica: non verificata

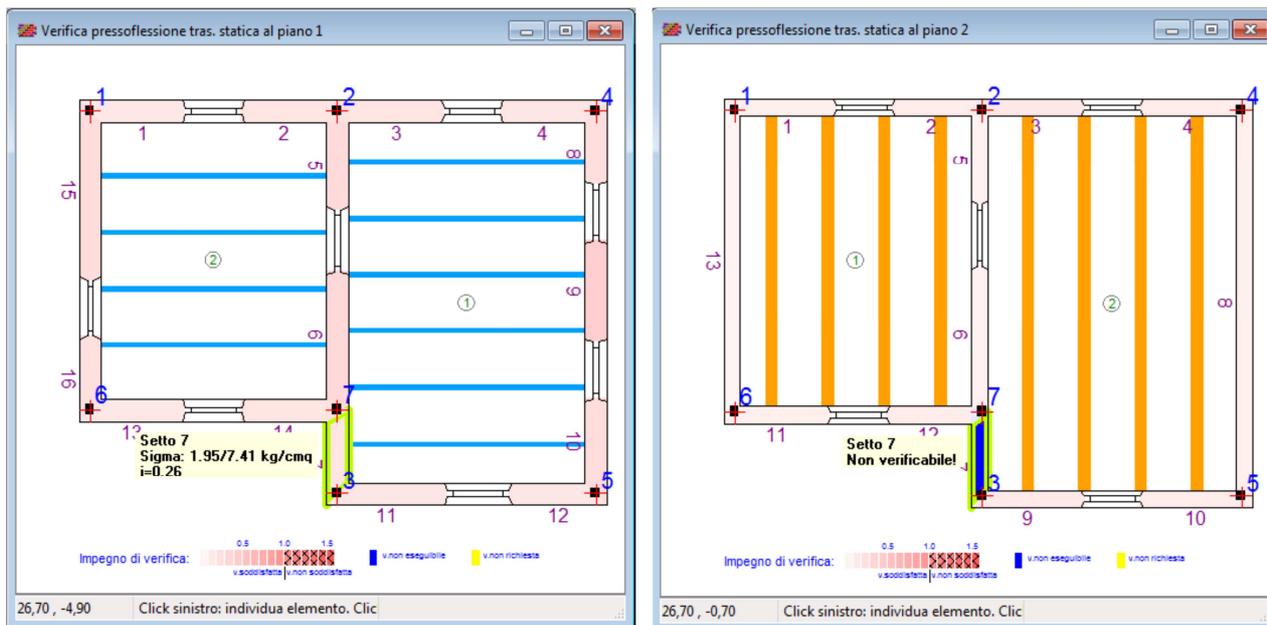


Figura 11: Mappe di impegno relative alla verifica di pressoflessione trasversale statica al piano 1.

La verifica, condotta per la combinazione delle azioni statica locale, viene eseguita valutando le azioni con i coefficienti massimi e minimi e per le due forme di eccentricità  $e_1$  ed  $e_2$  previste dalla norma (vedi punto 2.2.1.2 del Dm87 o punto 4.5.6.2 del Dm08).

Noto lo sforzo normale e le eccentricità di calcolo  $e_1$  ed  $e_2$ , si valuta una tensione nominale di compressione  $\sigma_v$ , considerando un'area resistente di muratura ridotta tramite un coefficiente  $\Phi$  tabellato in funzione della snellezza e dell'eccentricità.

Il valore di questa tensione deve risultare minore della tensione limite a compressione, come riportato nelle espressioni seguenti:

$$\sigma_v = \frac{N_v}{\Phi \cdot A} \leq \sigma_{lim}$$

dove:

$\sigma_{lim} = \sigma_k / \gamma_m$  è la tensione limite della muratura;

$A = l \cdot t$  è l'area della sezione di base del setto;

$\Phi = \Phi(\lambda, e_i)$  è il coefficiente riduttivo della resistenza in direzione trasversale al setto.

Al punto 4.5.6.2 del Dm08 si prescrive che il valore del coefficiente riduttivo  $\Phi$  può essere ricavato interpolando i valori riportati nella seguente tabella in funzione della snellezza e dell'eccentricità e che non sono ammesse estrapolazioni rispetto ai valori contemplati:

Valori del coefficiente $\Phi$					
Snellezza $\lambda = \rho h/t$	Coefficiente di eccentricità $m=6e/t$				
	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0
0	1.00	0.74	0.59	0.44	0.33
5	0.97	0.71	0.55	0.39	0.27
10	0.86	0.61	0.45	0.27	0.15
15	0.69	0.48	0.32	0.17	-
20	0.53	0.36	0.23	-	-

Tabella 5: Valori del coefficiente riduttivo della tensione limite secondo le Ntc08.

Come si vede dalla tab.5, i valori della snellezza e dell'eccentricità necessariamente devono ricadere in un range di ammissibilità per poter eseguire la verifica. In particolare:

- la snellezza può variare da 0 a 20,
- l'eccentricità tra 0 e  $t/3$ , dove  $t$  è lo spessore della muratura.

Se queste condizioni non sussistono, il setto è contrassegnato come “Non verificabile”, nel riguardo della verifica in questione.

La verifica manuale passa per il calcolo dello sforzo normale sul setto interessato in modo analogo a quanto fatto in precedenza considerando anche lo scarico del piano superiore.

Tale valore può essere letto dalla tabella *Verifiche statiche a pressoflessione fuori piano a livello 1* dove per il setto corrispondente si indicano l'area ( $A = l \cdot t$ ), la snellezza  $\lambda$ , la sezione di verifica (piede, per setti con schema statico a mensola, piede e mezzera per setti con schema statico del tipo appoggiato), l'eccentricità di riferimento per la verifica, lo sforzo normale amplificato con i coefficienti della combinazione *Statica locale*, il valore dell'eccentricità e tra parentesi il limite imposto pari ad un terzo dello spessore, il valore del fattore  $\Phi$  interpolato dai valori della tabella prescritta dalle Ntc in funzione della snellezza e del coefficiente di eccentricità e il valore della tensione  $\sigma_v$  con tra parentesi il valore limite.

set	pan	Area	l	sez	rif	N	e	f	s
1	2	0,68	4,28	piede	e1	9377	1,7 (13,3)	0,841	1,6 (7,4)
				piede	e2	9377	0,9 (13,3)	0,908	1,5 (7,4)
2	2	0,68	4,28	piede	e1	10752	1,9 (13,3)	0,825	1,9 (7,4)
				piede	e2	10752	1,0 (13,3)	0,900	1,8 (7,4)
3	5	0,76	5,17	piede	e1	12030	1,8 (13,3)	0,825	1,9 (7,4)
				piede	e2	12030	0,9 (13,3)	0,896	1,8 (7,4)
4	5	0,68	4,28	piede	e1	10008	1,9 (13,3)	0,829	1,8 (7,4)
				piede	e2	10008	0,9 (13,3)	0,902	1,6 (7,4)
5	3	0,70	4,52	piede	e1	14279	2,4 (13,3)	0,787	2,6 (7,4)
				piede	e2	14279	1,2 (13,3)	0,880	2,3 (7,4)
6	3	0,98	6,87	piede	e1	20043	2,3 (13,3)	0,750	2,7 (7,4)
				piede	e2	20043	1,2 (13,3)	0,840	2,4 (7,4)
7	4	0,60	1,38	piede	e1	9732	2,1 (13,3)	0,831	2,0 (7,4)
				piede	e2	9732	1,0 (13,3)	0,911	1,8 (7,4)
8	6	0,52	3,15	piede	e1	8454	3,9 (13,3)	0,697	2,3 (7,4)
				piede	e2	8454	1,9 (13,3)	0,831	1,9 (7,4)
9	6	0,72	8,50	piede	e1	14049	5,1 (13,3)	0,557	3,5 (7,4)
				piede	e2	14049	2,5 (13,3)	0,701	2,8 (7,4)
10	6	0,68	4,28	piede	e1	10909	4,0 (13,3)	0,682	2,3 (7,4)
				piede	e2	10909	2,0 (13,3)	0,818	2,0 (7,4)
11	7	0,78	5,36	piede	e1	11578	1,8 (13,3)	0,824	1,8 (7,4)
				piede	e2	11578	0,9 (13,3)	0,893	1,7 (7,4)
12	7	0,62	3,87	piede	e1	9267	1,9 (13,3)	0,831	1,8 (7,4)
				piede	e2	9267	0,9 (13,3)	0,904	1,6 (7,4)
13	8	0,68	4,28	piede	e1	9577	1,7 (13,3)	0,841	1,7 (7,4)
				piede	e2	9577	0,9 (13,3)	0,908	1,5 (7,4)
14	8	0,68	4,28	piede	e1	10677	2,0 (13,3)	0,819	1,9 (7,4)
				piede	e2	10677	1,0 (13,3)	0,897	1,7 (7,4)
15	1	1,20	7,94	piede	e1	17914	4,1 (13,3)	0,613	2,4 (7,4)
				piede	e2	17914	2,1 (13,3)	0,748	2,0 (7,4)
16	1	0,52	3,15	piede	e1	8196	3,7 (13,3)	0,703	2,2 (7,4)

Al primo livello l'eccentricità critica corrisponde ad  $e_1$  in assenza di spinte statiche orizzontali (p.es. dovuta a falda inclinata). Il valore tabellato è quello riportato nella fig. 6 relativamente al primo livello.

Tra parentesi il limite del terzo dello spessore della parete al primo livello ( $t=40$  cm).

Per  $\lambda=1.38$  ed  $m=6$   $e_1/t=0.31$  dalla tabella ricaviamo  $\Phi=0.83$ .

Per il setto 7, con  $A=0.60$  m<sup>2</sup> ed  $N= 9732$  Kg, avremo:

$$\sigma_v = N/(\Phi A) = 1.95 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{lim}$$

con:

$$\sigma_{lim} = \sigma_m / (\gamma_m FC) = 30 / (3 \cdot 1,35) = 7,41 \text{ Kg/cm}^2$$

Trattandosi di edificio esistente la tensione caratteristica viene sostituita dalla tensione media abbattuta per il corrispondente fattore di confidenza (LC1).

**Figura 12:** Tabella di sintesi della verifica a pressoflessione trasversale statica al piano 1 e commenti sulla verifica del setto 7 (rif. Fig. 11 a sinistra).

Al secondo livello lo stesso setto non è verificabile (fig. 11 a destra) in quanto l'eccentricità supera un terzo dello spessore della muratura. In questo caso, il coefficiente di eccentricità  $m$  della tab.5 è maggiore di 2 e non è possibile assegnare il fattore riduttivo della resistenza  $\Phi$ .