

**Collegio dei Geometri e dei Geometri Laureati
Reggio Emilia - 26 novembre 2010**



Esempio di calcolo – 2
Verifiche alle azioni sismiche

Dott. Ing. Nicola GAMBETTI, Libero Professionista

NTC 2008 – Strutture in muratura



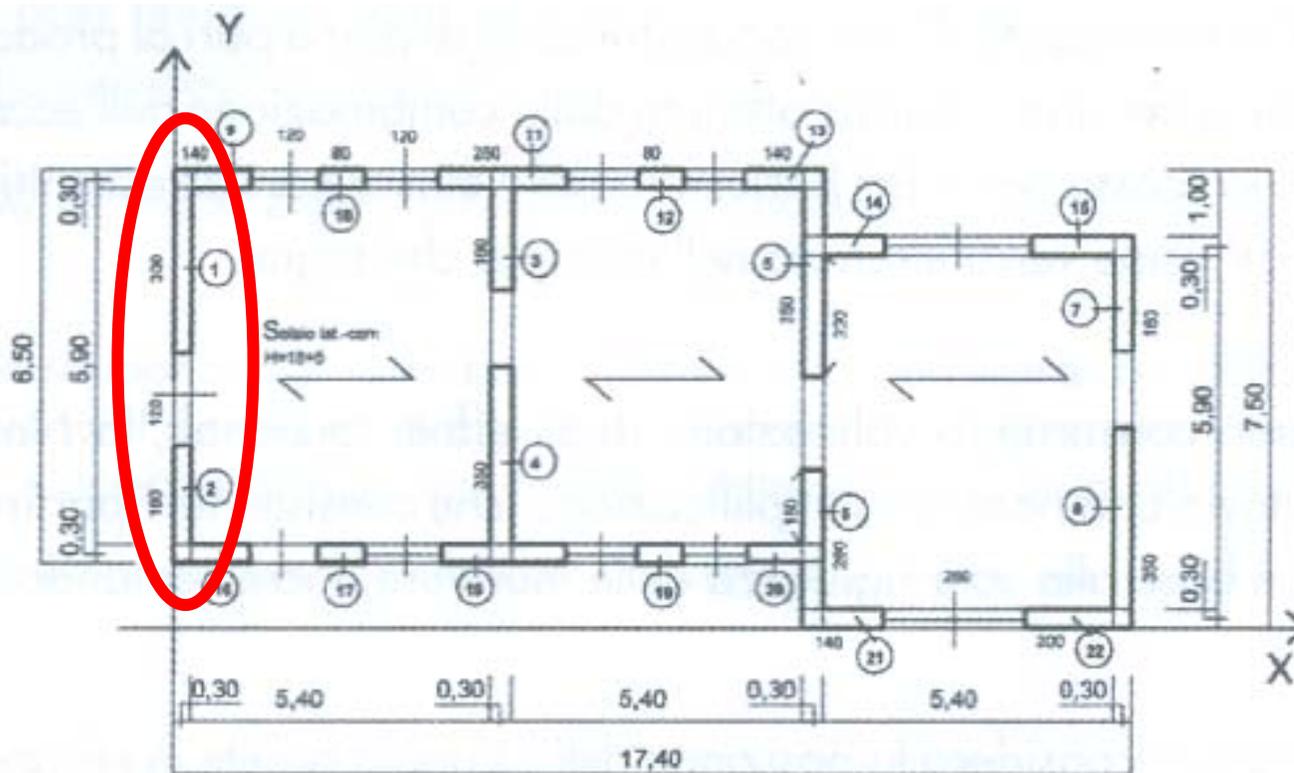
ESEMPIO DI CALCOLO - 2

- ➔ Si considera un edificio costituito da tre piani fuori terra in muratura portante adibiti a civile abitazione, avente un'altezza di interpiano di circa 3 m
- ➔ Si ipotizza la muratura realizzata utilizzando elementi resistenti artificiali in laterizio pieni ($f_{bk} = 20 \text{ N/mm}^2$) con malta di tipo M10. Per le caratteristiche meccaniche della muratura si assumono i seguenti valori (Tab. 11.10.V e 11.10.VII):
- | | |
|--|--|
| - resistenza caratteristica a compressione | $f_k = 75 \text{ Kg/cm}^2$ |
| - resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali | $f_{vk0} = 3 \text{ Kg/cm}^2$ |
| - modulo di elasticità normale | $E = 1000 \times 75 = 75000 \text{ Kg/cm}^2$ |
| - modulo di elasticità tangenziale | $G = 0,4 \times 75000 = 30000 \text{ Kg/cm}^2$ |
- ➔ Si prevede che a livello di piano vengano predisposti cordoli in c.a. di altezza 23 cm, e larghezza pari a 30 cm, armati con un minimo di 4 barre correnti di diametro pari a 16 mm e staffe $\phi 8$ con interasse non superiore a 30 cm.
- ➔ I solai sono realizzati in latero-cemento gettati in opera e presentano uno spessore di 18+5 cm; vengono considerati sia perfettamente ammorsati alle murature portanti su cui appoggiano, sia infinitamente rigidi nel proprio piano.

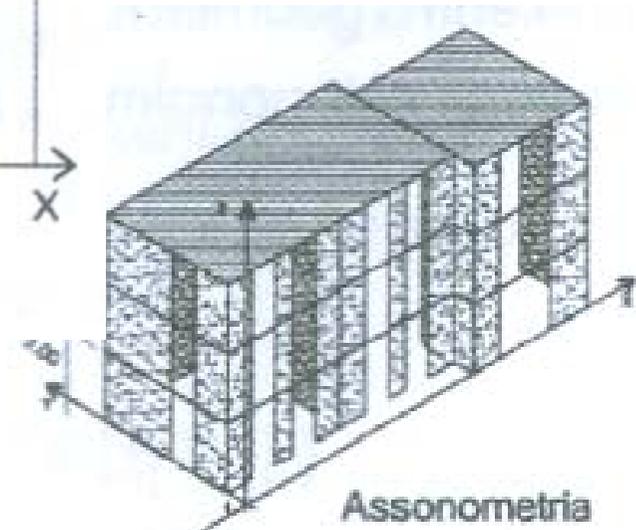
NTC 2008 – Strutture in muratura



ESEMPIO DI CALCOLO - 2



Piante piano terra, primo e secondo



NTC 2008 – Strutture in muratura



ESEMPIO DI CALCOLO - 2

Determinazione dello spettro di risposta SLV in accelerazione orizzontale in **funzione del sito**

Identificazione dei quattro nodi del reticolo di riferimento più vicini al sito, delle relative distanze dal sito e dei valori di a_g , F_0 e T^*C per il periodo di ritorno TR (475 anni)	P1, P2, P3, P4	Comune di Collagna
Definizione dei parametri spettrali (acceleraz. orizzontale) del sito con media pesata sulle distanze dai nodi di riferimento	$a_g = 0,198g$ accelerazione max del terreno (su suolo cat. A) $F_0 = 2,378$ valore max del fattore di amplificazione $T^*C = 0,287$ periodo di inizio del tratto a velocità costante	
Definizione delle categorie di sottosuolo	D	$\rightarrow S_S = 1,693$ coeff. amplif. stratigrafica
Definizione delle condizioni topografiche	T4	$\rightarrow S_T = 1,4$ coeff. amplif. Topografica
Fattore di struttura	$2^*(\alpha_u / \alpha_1) * K_R = 2*1,8*1$	$\rightarrow q = 3,6$

NTC 2008 – Strutture in muratura



ESEMPIO DI CALCOLO - 2

Analisi dei carichi

- <i>Peso proprio muratura</i>	1800 kg/mc
- <i>Solai di piano in latero-cemento</i>	
peso proprio	305 kg/mq
sovraccarico permanente	180 kg/mq
sovraccarico accidentale	200 kg/mq
[sovraccarico accidentale sotto sisma 0,3 x 200]	66 kg/mq]
- <i>Copertura</i>	
peso proprio	305 kg/mq
sovraccarico permanente	280 kg/mq
sovraccarico accidentale (neve)	115 kg/mq
[sovraccarico accidentale sotto sisma 0,2 x 115]	23 kg/mq]
- <i>Cornicioni e sporgenze</i>	
peso proprio soletta piena $s=0,15 \times 2500$	375 kg/mq
incidenza copertura tetto	230 kg/mq
sovraccarico accidentale (neve)	115 kg/mq
[sovraccarico accidentale sotto sisma 0,2 x 115]	23 kg/mq]

NTC 2008 – Strutture in muratura



ESEMPIO DI CALCOLO - 2

ELEMENTO	Area solaio A	Peso (1) solaio Ax545	Sviluppo Pareti L	Peso (2) pareti Lx1620	TotalePesi W (1)+(2)
1+9	2,70x3,80 A=10,26	5592	L=4,60	7452	13044
2+16	2,70x2,10 A=5,67	3090	L=2,90	4698	7788
3+11	5,40x2,10 A=11,34	6180	L=4,00	6480	12660
4+18	5,40x3,80 A=20,52	11183	L=5,70	9234	20417
5+13+14	2,70x3,80 2,70x2,80 A=17,82	9712	L=5,70	9234	18946
6+20+21	2,70x2,10 2,70x3,10 A=14,04	7652	L=5,00	8100	15752
7+15	2,70x2,10 A=5,67	3090	L=3,50	5670	12474
8+22	2,70x3,80 A=10,26	5592	L=5,20	8424	14016
10	0,60x2,00 A=1,20	654	L=0,80	1296	1950
12	0,60x2,00 A=1,20	654	L=0,80	1296	1950
17	0,60x2,00 A=1,20	654	L=0,80	1296	1950
19	0,60x2,00 A=1,20	654	L=0,80	1296	1950

Tabella dei pesi al piano terra ed al piano primo

NTC 2008 – Strutture in muratura



ESEMPIO DI CALCOLO - 2

ELEMENTO	Area solaio A	Peso (1) solaio Ax625	Area cornicioni A	Peso (2) cornicioni Ax645	Sviluppo Pareti L	Peso (3) pareti Lx1620 /2	Totale Pesi W (1)+(2)+(3)
1+9	2,70x3,80 A=10,26	6412	7,10x1,00 A=7,10	4580	L=4,60	3726	14718
2+16	2,70x2,10 A=5,67	3544	4,20x1,00 A=4,20	2709	L=2,90	2349	8602
3+11	5,40x2,10 A=11,34	7088	3,70x1,00 A=3,70	2386	L=4,00	3220	12694
4+18	5,40x3,80 A=20,52	12825	3,70x1,00 A=3,70	2386	L=5,70	4617	19828
5+13+14	2,70x3,80 2,70x2,80 A=17,82	11138	5,15x1,00 A=5,15	3322	L=5,70	4617	19077
6+20+21	2,70x2,10 2,70x3,10 A=14,04	8775	5,15x1,00 A=5,15	3322	L=5,00	4050	16147
7+15	2,70x2,10 A=5,67	3544	5,95x1,00 A=5,95	3838	L=3,50	2835	10217
8+22	2,70x3,80 A=10,26	6412	5,95x1,00 A=5,95	3838	L=5,20	4212	14462
10	0,60x2,00 A=1,20	750	2,00x1,00 A=2,00	1290	L=0,80	648	2688
12	0,60x2,00 A=1,20	750	2,00x1,00 A=2,00	1290	L=0,80	648	2688
17	0,60x2,00 A=1,20	750	2,00x1,00 A=2,00	1290	L=0,80	648	2688
19	0,60x2,00 A=1,20	750	2,00x1,00 A=2,00	1290	L=0,80	648	2688

Tabella dei pesi al
piano secondo

NTC 2008 – Strutture in muratura



ESEMPIO DI CALCOLO - 2

ELEMENTO	Peso Livello 3 W3	Peso Livello 2 W2	Peso Livello 1 W1	Peso W3+W2	Peso W3+W2+W1	Area Pareti $A_p=L \times 0,30$	Tensione media Verticale a quota .00 $\frac{W3+W2+W1}{A_p}$ (DaN/cm ²)
1+9	14718	13044	13044	27762	40806	1,38	2,96
2+16	8602	7788	7788	16390	24178	0,87	2,78
3+11	12694	12660	12660	25354	38014	1,20	3,17
4+18	19828	20417	20417	40245	60662	1,71	3,55
5+13+14	19077	18946	18946	38023	56969	1,71	3,33
6+20+21	16147	15752	15752	31899	47651	1,50	3,18
7+15	10217	12474	12474	22691	35165	1,05	3,35
8+22	14462	14016	14016	28478	42494	1,56	2,72
10	2688	1950	1950	4638	6588	0,24	2,75
12	2688	1950	1950	4638	6588	0,24	2,75
17	2688	1950	1950	4638	6588	0,24	2,75
19	2688	1950	1950	4638	6588	0,24	2,75
TOTALI	126497	122897	122897	249394	372291	11,94	3,12

Tabella dei pesi progressivi sugli elementi resistenti

NTC 2008 – Strutture in muratura



ESEMPIO DI CALCOLO - 2

Analisi delle azioni orizzontali sismiche

Si calcolano le forze sismiche di progetto con la relazione: $F_i = F_h \left[\frac{z_i W_i}{\sum (z_i W_i)} \right]$
 in cui:

- z_i altezza del piano rispetto allo spiccato di fondazione
- W_i peso del piano considerato
- $F_h = S_d(T_1) \times W \times \lambda$
- $S_d(T_1)$ valore dello spettro di risposta di progetto per il primo periodo T_1 della struttura
- W peso totale degli N piani della costruzione
- λ coefficiente riduttivo (0,85 per edificio con almeno 3 piani e $T_1 < 2T_c$; 1 in tutti gli altri casi)

$$T_1 = C \cdot H^{3/4} = 0,05 \cdot 9^{3/4} = 0,26 \text{ sec} \quad \longrightarrow \quad S_d = 0,58g \quad \lambda = 0,85$$

PIANO	W_i	z_i	$z_i W_i$	$z_i W_i / \sum (z_i W_i)$	$F_h = S_d W \lambda$	Forza di piano F_i (daN)	Tagliante di piano V (daN)
3	126497	9,00	1138473	0,507	172754	87580	87580
2	122897	6,00	737382	0,329		56832	144412
1	122897	3,00	368691	0,164		28342	172754
Totale	372291		2244546				

NTC 2008 – Strutture in muratura



ESEMPIO DI CALCOLO - 2

Calcolo del baricentro geometrico

$$X_G = \frac{\sum W_i \cdot x_i}{\sum W_i} \qquad Y_G = \frac{\sum W_i \cdot y_i}{\sum W_i}$$

Piano	Area di piano	Posizione Baricentro Gi		Momento Statico		Posizione Baricentro di piano (rispetto al riferim. X,Y)	
	(m ²)	Xi	Yi	Sx=Ai yi	Sy=Ai xi	XG = Sy/A	YG=Sx/A
I-2-3	11,70x6,50= 76,05	5,85	4,25	323,21	444,89	8,65	3,92
	5,70x6,50 = 37,05	14,40	3,25	120,41	533,52		
	A 113,10			443,62	978,41		

Siccome i piani dell'edificio non hanno restringimenti ma stesse dimensioni, la posizione del baricentro geometrico di piano è sempre la stessa.

La posizione è calcolata rispetto al riferimento X,Y.

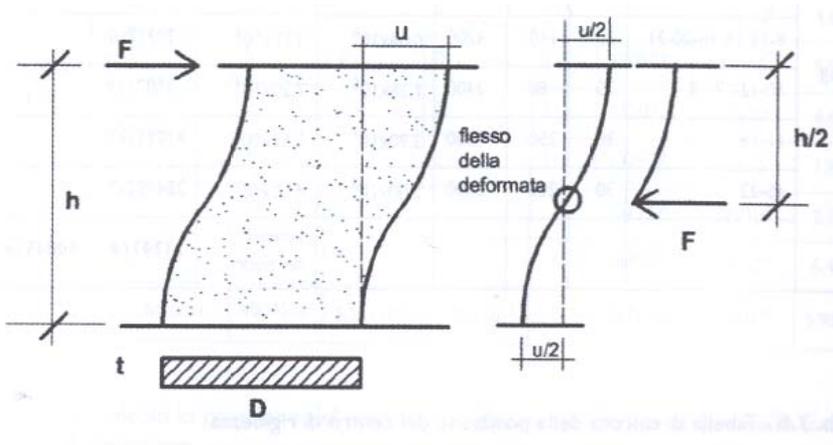
NTC 2008 – Strutture in muratura



ESEMPIO DI CALCOLO - 2

Schema 1: traversi rigidi flessionalmente (telaio shear-type)

Con questo schema vengono considerate solo deformazioni di scorrimento tra i piani; le forze sismiche trasmesse ad un piano dipendono allora solo dalla rigidezza degli elementi verticali dell'interpiano; il tagliante di piano sarà ripartito considerando solo queste rigidezze.



$$K = \frac{1}{\frac{h^3}{12EJ} + \frac{\chi \cdot h}{GA}}$$

con χ fattore di forma (pari a 1,2 per sezioni rettangolari)

Piano	Parete n.	t	D	Area	Mom. inerzia J dir.x	Mom. inerzia J dir.y	Kx (daN/cm)	Ky (daN/cm)
I-2-3	1-4-5-8	30	350	10500	$7,87 \times 10^5$	$1,07 \times 10^8$		700000×4
	2-3-7	30	180	5400	$4,05 \times 10^5$	$1,46 \times 10^7$		233184×3
	6	30	280	8400	$6,30 \times 10^5$	$5,49 \times 10^7$		504974×1
	9-13-14-16-20-21	30	140	4200	$6,86 \times 10^6$	$3,15 \times 10^5$	137937×6	
	10-12-17-19	30	80	2400	$1,28 \times 10^6$	$7,20 \times 10^4$	35071×4	
	11-18	30	250	7500	$3,90 \times 10^7$	$5,62 \times 10^5$	420952×2	
	15-22	30	200	6000	$2,00 \times 10^7$	$4,50 \times 10^5$	284952×2	
							Somma del piano	2379714

Tabella delle rigidezze non fessurate

NTC 2008 – Strutture in muratura



ESEMPIO DI CALCOLO - 2

$$X_R = \frac{\sum Ky_i \cdot x_i}{\sum Ky_i} = 889 \text{ cm}$$

$$e_x = 889 - 865 = 24 \text{ cm}$$

$$Y_R = \frac{\sum Kx_i \cdot y_i}{\sum Kx_i} = 388 \text{ cm}$$

$$e_y = 388 - 392 = -4 \text{ cm}$$

PIANO	parete	Pos. X	Ky	Ky X	Ky X ²	Pos. Y	Kx	Kx Y	Kx Y ²
I-2-3	1	15	700000	1,05x10 ⁷	1,58x10 ⁸	0	0	0	
	2	15	233184	3,50x10 ⁶	5,25x10 ⁷	0	0	0	
	3	585	233184	1,36x10 ⁸	7,98x10 ¹⁰	0	0	0	
	4	585	700000	4,10x10 ⁸	2,39x10 ¹¹	0	0	0	
	5	1155	700000	8,09x10 ⁸	9,33x10 ¹¹	0	0	0	
	6	1155	504974	5,83x10 ⁸	6,73x10 ¹¹	0	0	0	
	7	1725	233184	4,02x10 ⁸	6,93x10 ¹¹	0	0	0	
	8	1725	700000	1,21x10 ⁹	2,08x10 ¹²	0	0	0	
	9	0	0	0	735	137937	1,01x10 ⁸	7,45x10 ¹⁰	
	10	0	0	0	735	35071	2,58x10 ⁷	1,89x10 ¹⁰	
	11	0	0	0	735	420952	3,09x10 ⁸	2,27x10 ¹¹	
	12	0	0	0	735	35071	2,58x10 ⁷	1,89x10 ¹⁰	
	13	0	0	0	735	137937	1,01x10 ⁸	7,45x10 ¹⁰	

PIANO	parete	Pos. X	Ky	Ky X	Ky X ²	Pos. Y	Kx	Kx Y	Kx Y ²
segue I-2-3	14		0	0	0	635	137937	8,76x10 ⁷	5,56x10 ¹⁰
	15		0	0	0	635	284952	1,81x10 ⁸	1,15x10 ¹¹
	16		0	0	0	115	137937	1,58x10 ⁷	1,82x10 ⁹
	17		0	0	0	115	35071	4,03x10 ⁶	4,64x10 ⁸
	18		0	0	0	115	420952	4,84x10 ⁷	5,57x10 ⁹
	19		0	0	0	115	35071	4,03x10 ⁶	4,64x10 ⁸
	20		0	0	0	115	137937	1,58x10 ⁷	1,82x10 ⁹
	21		0	0	0	15	137937	2,06x10 ⁶	3,10x10 ⁷
	22		0	0	0	15	284952	4,27x10 ⁶	6,41x10 ⁷
		Somma		4004526	3,56x10 ⁹	4,70x10 ¹²		2379714	9,25x10 ⁸

NTC 2008 – Strutture in muratura



ESEMPIO DI CALCOLO - 2

Calcolo della ripartizione delle forze di piano

La normativa consente di valutare la ripartizione delle forze sismiche solo per effetto degli spostamenti di piano, incrementando però le forze che derivano sulle pareti con l'espressione:

$$\delta = 1 + \frac{x}{L_e}$$

in cui:

- x distanza della parete dal baricentro geometrico dell'edificio, perpendicolarmente alla direzione sismica considerata
- L_e distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata perpendicolarmente alla direzione sismica considerata

NTC 2008 – Strutture in muratura



ESEMPIO DI CALCOLO - 2

Ripartizione delle forze di piano

$$F_{xi} = \delta_i FK_{xi} / \sum K_x \quad F_{yi} = \delta_i FK_{yi} / \sum K_y$$

PIANO	parete	X _G = 865 cm			Y _G = 392 cm		
		Distanza X	δ L _{xy} =1725	K _y ΣK _y	Distanza Y	δ L _{xy} =735	K _x ΣK _x
	1	850	1,49	0,175			0
	2	850	1,49	0,058			0
	3	280	1,16	0,058			0
	4	280	1,16	0,175			0
	5	290	1,17	0,175			0
	6	290	1,17	0,126			0
	7	860	1,50	0,058			0
	8	860	1,50	0,175			0
	9			0	340	1,46	0,062
	10			0	340	1,46	0,016
	11			0	340	1,46	0,188
	12			0	340	1,46	0,016
	13			0	340	1,46	0,062
	14			0	240	1,33	0,062
	15			0	240	1,33	0,127
	16			0	240	1,33	0,062
	17			0	240	1,33	0,016
	18			0	280	1,38	0,188
	19			0	280	1,38	0,016
	20			0	280	1,38	0,062
	21			0	380	1,52	0,062
	22			0	380	1,52	0,127
	Somma			1,000			1,000

Parete	δ	PIANO 1 F=26342		PIANO 2 F=56830		PIANO 3 F=87580	
		F _y	F _x	F _y	F _x	F _y	F _x
1	1,49	7390		14819		22836	
2	1,49	2449		4911		7568	
3	1,16	1907		3823		5892	
4	1,16	5754		11537		17779	
5	1,17	5803		11636		17932	
6	1,17	4178		8378		12911	
7	1,50	2465		4944		7619	
8	1,50	7440		14919		22990	
9	1,46		1757		3523		5430
10	1,46		662		1328		2046
11	1,46		7779		15599		24039
12	1,46		662		1328		2046
13	1,46		2565		5144		7928
14	1,33		2337		4686		7222
15	1,33		4787		9599		14793
16	1,33		2337		4886		7222
17	1,33		603		1210		1864
18	1,38		7352		14744		22721
19	1,38		625		1255		1934
20	1,38		2424		4862		7493
21	1,52		2671		5355		8253
22	1,52		5470		10970		16906

NTC 2008 – Strutture in muratura



ESEMPIO DI CALCOLO - 2

Schema 2: a mensola

Si tratta di uno schema strutturale limite: i traversi possono solo imporre alle pareti gli stessi spostamenti di piano, ma non interagire flessionalmente (ogni parete funziona come una mensola incastrata alla base)

$$K = \frac{1}{\frac{h^3}{3EJ} + \frac{\chi \cdot h}{GA}}$$

con χ fattore di forma (pari a 1,2 per sezioni rettangolari)

Tabella di ripartizione della forza sismica

$$F_{xi} = \delta_i \cdot FK_{xi} / \sum K_x$$

$$F_{yi} = \delta_i \cdot FK_{yi} / \sum K_y$$

Parete	δ	PIANO 1 F=28342		PIANO 2 F=56830		PIANO 3 F=87580	
		Fy	Fx	Fy	Fx	Fy	Fx
1	1,49	7981		16850		26229	
2	1,49	1731		2710		3915	
3	1,16	1348		2110		3048	
4	1,16	6214		13118		20420	
5	1,17	6267		13118		20596	
6	1,17	3946		7314		10964	
7	1,50	1743		2728		3941	
8	1,50	8035		16963		26405	
9	1,46		2028		3651		5498
10	1,46		414		664		1023
11	1,46		8731		19000		29921
12	1,46		414		664		1023
13	1,46		2028		3651		5498
14	1,33		1847		3326		5009
15	1,33		4636		9297		14210
16	1,33		1847		3326		5009
17	1,33		377		605		932
18	1,38		8252		17959		28281
19	1,38		391		627		967
20	1,38		1916		3451		5197
21	1,52		2111		3800		5724
22	1,52		5298		10624		16241

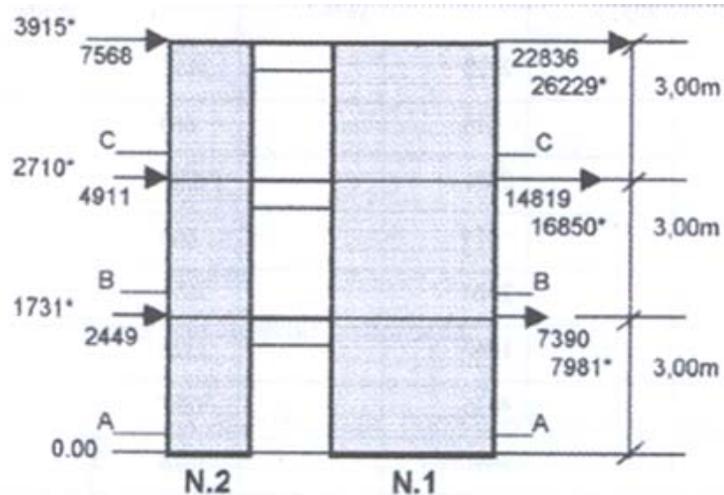
NTC 2008 – Strutture in muratura



ESEMPIO DI CALCOLO - 2

Calcolo delle sollecitazioni

A titolo esemplificativo si effettua il calcolo per le pareti 1-2 disposte in direzione Y della pianta.



Parete	SEZIONE C		SEZIONE B		SEZIONE A	
	Taglio	Momento (daNxm)	Taglio	Momento	Taglio	Momento
1	22836	22836x1,50 34254	37655	37655x1,50 56483	45045	45045x1,50 67567
2	7568	7568x1,50 11352	12479	12479x1,50 18719	14928	14928x1,50 56688

Sollecitazioni per schema a shear-type.

Parete	SEZIONE C		SEZIONE B		SEZIONE A	
	Taglio	Momento (daNxm)	Taglio	Momento	Taglio	Momento
1	26229	26229x3,00 78687	39686	26229x6,00 14819x3,00 201831	47667	26229x9,00 819x6,00 7981x3,00 348918
2	3915	3915x3,00 11745	6625	3915x6,00 2710x3,00 31620	8356	3915x9,00 2710x6,00 1731x3,00 56688

Sollecitazioni per schema a mensola.

NTC 2008 – Strutture in muratura



ESEMPIO DI CALCOLO - 2

Calcolo delle sollecitazioni per azione sismica ortogonale alle pareti (§7.2.3)

La forza sismica orizzontale di calcolo su di un pannello vale:

$$F_a = (S_a \cdot W_a) / q_a$$

con:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] > \alpha \cdot S$$

Considerato un pannello murario di lunghezza unitaria $D=1,00$ m, spessore $s=0,30$ m ed altezza 3,00 m:

$H = 9,00$ m

$z = 7,50$ m

$T_1 = 0,26$ s

$T_a = 0,00$ s

$S = S_s \times S_T = 1,693 \times 1,4 = 2,37$

$\alpha = a_g / g = 0,198$

$W_a = 1800 \times 3,00 \times 0,3 = 1620$ kg

$q_a = 3,0$

altezza dell'edificio

altezza del baricentro della parete più sollecitate (ultimo piano)

periodo proprio fondamentale dell'edificio

periodo fondamentale di vibrazione della parete (§7.8.1.5.2)

coefficiente categoria sottosuolo + condizioni topografiche

peso della parete di lunghezza unitaria

fattore di struttura (§7.8.1.5.2)

NTC 2008 – Strutture in muratura



ESEMPIO DI CALCOLO - 2

Calcolo delle sollecitazioni per azione sismica ortogonale alle pareti

Ricavato:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] = 1,056$$

si ha che la forza sismica orizzontale unitaria di calcolo su di un pannello vale:

$$F_a = (S_a \cdot W_a) / q_a = 570,3 \text{ (kg/m)/m}$$

Il momento flettente di calcolo a metà altezza della parete per uno schema dell'articolazione vale:

$$M_d = 1/8 \cdot F_a \cdot h^2 = 642 \text{ kgm/m}$$

NTC 2008 – Strutture in muratura



ESEMPIO DI CALCOLO - 2

Verifiche di sicurezza della parete 1

1) Pressoflessione nel piano – sez. A

$$M_R = \frac{1}{2} p t D^2 \left(1 - \frac{p}{0,85 f_d} \right) > M_d$$

$M_d = 67567 \text{ kgm}$

M_R

$D = 350 \text{ cm}$

$t = 30 \text{ cm}$

$P = 40806 \text{ kg}$

$p = 3,87 \text{ kg/cmq}$

$f_k = 75 \text{ kg/cmq}$

$f_d = f_k / \gamma_m \text{ (con } \gamma_m = 2) = 37,5 \text{ kg/cmq}$

momento di calcolo schema “shear-type”

momento resistente

lunghezza della parete in pianta

spessore della parete

forza verticale agente sulla parete

tensione verticale media sulla parete $p = P/Dt$

resistenza a compressione caratteristica

resistenza a compressione di progetto

Nel nostro caso:

$$M_R = 62477,5 \text{ kgm} < M_d$$

Pertanto la parete risulta **non verificata**.

NTC 2008 – Strutture in muratura



ESEMPIO DI CALCOLO - 2

Verifiche di sicurezza della parete 1

2) Taglio nel piano – sez. A

$$V_R = t \cdot L' \cdot \frac{f_{vk}}{\gamma_m} > V_d$$

$V_d = 45045$ kg

V_R

L'

$t = 30$ cm

$P = 40806$ kg

f_{vk}

taglio di calcolo schema “shear-type”

taglio resistente

lunghezza della parte compressa della parete

spessore della parete

forza verticale agente sulla parete

resistenza a taglio caratteristica

L'eccentricità del carico normale è pari a: $e = \frac{M_d}{P} = 166$ cm

da cui si ricava: $L' = 3\left(\frac{D}{2} - e\right) = 27$ cm

La resistenza a taglio caratteristica vale: $f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \frac{P}{t \cdot L'} = 23,1$ kg/cmq = 15 kg/cmq

Nel nostro caso:

$$V_R = 6075 \text{ kg} < V_d$$

Pertanto la parete risulta **non verificata**.

NTC 2008 – Strutture in muratura



ESEMPIO DI CALCOLO - 2

Verifiche di sicurezza della parete 1

3) Verifica alle azioni sismiche ortogonali alla parete - sez. C

La verifica viene effettuata con la medesima formula prevista per la verifica a pressoflessione nel piano:

$$M_R = \frac{1}{2} p D t^2 \left(1 - \frac{p}{0,85 f_d} \right) > M_d$$

$$M_d = 642 \times 3,5 = 2247 \text{ kgm}$$

M_R

$$D = 350 \text{ cm}$$

$$t = 30 \text{ cm}$$

$$P = 14718 \text{ kg}$$

$$p = 1,40 \text{ kg/cmq}$$

$$f_k = 75 \text{ kg/cmq}$$

$$f_d = 0,85 f_k / \gamma_m \text{ (con } \gamma_m = 2) = 31,875 \text{ kg/cmq}$$

momento di calcolo

momento resistente

lunghezza della parete in pianta

spessore della parete

forza verticale agente sulla parete

tensione verticale media sulla parete $p = P/Dt$

resistenza a compressione caratteristica

resistenza a compressione di progetto

Nel nostro caso:

$$M_R = 2091 \text{ kgm} < M_d$$

La parete risulta **non verificata**.