

**UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI MESSINA**

*Area Servizi Tecnici*

*Progetto esecutivo di un piano intermedio da realizzarsi  
nell'edificio "C" del Plesso Centrale Universitario*

**VERIFICHE LOCALI DEI PANNELLI MURARI**

*Messina, Luglio 2009*

## Indice

<b>1. INTRODUZIONE</b>	<b>3</b>
1.1 <i>Descrizione della struttura e del modello di calcolo</i>	3
1.2 <i>Quadro normativo di riferimento</i>	5
1.3 <i>Caratteristiche dei materiali utilizzati</i>	5
<b>2. METODOLOGIA DI VERIFICA</b>	<b>8</b>
2.1 <i>Verifiche in termini di rigidezza</i>	8
2.2 <i>Verifiche in termini di resistenza</i>	10
<b>3. VERIFICA DELLE PARETI INTERESSATE DALLE APERTURE</b>	<b>11</b>
3.1 <i>Verifica della parete n.1</i>	11
3.2 <i>Verifica della parete n.2</i>	17
3.3 <i>Verifica della parete n.3</i>	23

## 1. INTRODUZIONE

### 1.1 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA E DEL MODELLO DI CALCOLO

Oggetto della presente relazione è la verifica delle murature esistenti al piano intermedio di progetto in seguito alla apertura dei vani interni. Infatti, una volta realizzato il solaio intermedio del piano primo, si rende necessario procedere alla demolizione di parti di muratura al fine di ricavare i vani interni del piano medesimo.

Come già detto nella relazione di calcolo del solaio di progetto, l'edificio oggetto dell'intervento è costituito da due elevazioni fuori terra, ciascuna di superficie complessiva pari a circa  $600 m^2$ , e da un piano completamente interrato; la struttura portante è costituita da una intelaiatura in cemento armato con pilastri e travi che si sviluppano per tutta l'altezza complessiva dell'edificio, in collaborazione con una muratura portante realizzata in mattoni pieni e malta cementizia dello spessore variabile da  $60 cm$  a  $45 cm$ . In corrispondenza di ciascun interpiano sono presenti, in sommità alle murature, dei cordoli di cemento armato a sezione rettangolare di base pari allo spessore del muro sottostante e di altezza pari a  $30 cm$ . Attualmente, il solaio del piano primo costituisce terrazza praticabile.

Dall'insieme di queste due differenti tipologie si ottiene la cosiddetta tipologia strutturale di "muratura confinata" che riporta le caratteristiche resistenti non soltanto alla parte di semplice muratura ma anche alla parte in cemento armato. Non solo, ma la presenza dei solai a soletta piena innestati sui cordoli in cemento armato definisce con esattezza un comportamento di impalcato rigido nel proprio piano. Per tali motivi, la struttura dell'edificio si presenta classificabile indubbiamente come una struttura in muratura della cosiddetta "terza classe", capace cioè di esibire un ottimo comportamento scatolare non solo sotto l'azione dei carichi verticali, ma anche e soprattutto sotto l'effetto di azioni sismiche.

L'edificio presenta delle buone caratteristiche di regolarità sia in pianta che in elevazione, dal momento che esso si estende su una impronta a forma rettangolare, che si mantiene tale per tutto il suo sviluppo in altezza. Non si hanno brusche variazioni di sezione resistente in entrambe le direzioni procedendo dal basso verso l'alto, né si avverte una significativa variazione di rigidità.

L'unica situazione che comporta una modesta eccentricità della struttura viene rilevata dalla presenza al piano terra di due soppalchi, realizzati in anni successivi alla edificazione dell'edificio. Tuttavia, la loro presenza sarà debitamente tenuta in conto nel calcolo di verifica sismica globale dell'edificio.

Gli interpiani presentano le seguenti altezze: piano cantinato  $h_i \cong 300 cm$ , piano terra  $h_i \cong 615 cm$ , piano primo  $h_i \cong 605 cm$ .

Si prevede che l'apertura di vani al piano intermedio avvenga in corrispondenza dei vani esistenti al piano

primo (a loro volta modificati secondo le indicazioni riportate nelle tavole esecutive del progetto) e che tali aperture non comportino una diminuzione di rigidità e resistenza delle murature originarie.

Le seguenti verifiche pertanto hanno lo scopo di soddisfare tale requisito, il quale viene, peraltro, raggiunto mediante la disposizione di un telaio metallico a chiusura dei vani realizzato in corrispondenza di ciascun piedritto mediante l'accoppiamento di 2 travi *IPE 180* opportunamente spinottate e completato con la disposizione di una architrave anch'essa in acciaio da realizzarsi con l'accoppiamento di 2 profili *UPN 160* anch'essi spinottati con barre filettate di diametro *16 mm* a passo di *40 cm* analogamente a quanto fatto al piano primo. I vani vengono realizzati di altezza pari a *210 cm*; la loro luce è riportata negli allegati esecutivi al progetto.

Le verifiche riportate in seguito sono relative alle pareti interessate dalla realizzazione delle nuove aperture interne, e sono individuate con il numero 1,2 e 3. Soltanto in corrispondenza di una apertura nella parete n.2 e posizionata tra il maschio murario 6 e quello 7, i due piedritti del telaio saranno realizzati con due pilastri in cemento armato a sezione rettangolare *30x30 cm*, ed armati con 4 ferri longitudinali  $\phi 16$  *mm* superiori ed inferiori e staffe  $\phi 10/20$  *mm*.

Inoltre, al fine di incrementare la resistenza e la rigidità delle pareti medesime, si provvederà ad un opportuno intervento di rinforzo delle stesse mediante l'esecuzione attorno ad esse di una incamiciatura in c.a. in aderenza alla superficie muraria eseguita con intonaco armato; quest'ultimo verrà eseguito mediante la disposizione su entrambi i lati della parete di una rete metallica  $\phi 6$  *mm* a passo *10x10 cm* distanziata dalla parete di almeno *1.5 cm* e completata mediante la realizzazione della lastra in c.a. con un getto in pressione di intonaco a base di malta cementizia ad elevato contenuto di cemento (cosiddetto beroncino) additivata con miscele fluide espansive antiritiro in modo da formare una parete armata in c.a. dello spessore di *5 cm* su ciascuna faccia della muratura. L'efficacia dell'intervento e la solidarizzazione del comportamento con il setto murario interno è garantita dalla disposizione di tiranti passanti da risvoltare ed ancorare ad uncino alla rete metallica di base, realizzati con tondini in acciaio per c.a. ad aderenza migliorata del diametro di *6 mm* inseriti in un numero opportuno di perforazioni preventivamente eseguite nella muratura. Nel caso specifico trattandosi di lastre su entrambe le facce della muratura, di tirantini passanti se ne inseriranno non meno di 4 al *mq* di diametro inseriti in perforazioni di diametro non inferiore a *40 mm* da saturare in opera con malta cementizia antiritiro.

Questo tipo di intervento ha lo scopo non soltanto di incrementare la resistenza delle murature alle forze orizzontali ma anche di incrementare la rigidità stessa del setto murario incrementando lo spessore stesso della parete. L'intervento rientra nella categoria "**riparazione e intervento locale**" ai sensi del D.M. 14/1/2008 e Circolare n. 617/CSLLPP del 2 febbraio 2009 contenente le "Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni" dove al punto C8.4.3 si prevede che l'apertura di un vano in una parete muraria accompagnata da opportuni rinforzi non indebolisca l'elemento variato sia per

quanto riguarda la rigidezza che la resistenza. La presente relazione tecnica vuole pertanto dimostrare che rigidezza e resistenza della parete oggetto di modifica non subiscano riduzioni rispetto alla situazione originaria.

## 1.2 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO

Per il calcolo del solaio in acciaio ed in particolare delle travi principali su cui sarà inserita la lamiera grecata, nonché le verifiche della lamiera medesima si è fatto principale riferimento alle seguenti normative:

- 1) D.M. Infrastrutture 14/01/2008:  
*"Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"*.
- 2) D.M. 9 gennaio 1996:  
*"Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle opere in c.a. normale, pre-compresso e per le strutture metalliche"*.
- 3) D.M. 16 gennaio 1996  
*"Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"*.
- 4) O.P.C.M. 3274 del 20/03/2003 e s.m.i.  
*"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"*.
- 5) Circolare n. 617/CSLLPP del 2 febbraio 2009  
*"Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni"*;
- 6) D.M.LL.PP. 02/07/1981  
*"Normativa per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia"*;
- 7) Circolare LL.PP. 30/07/1981 n° 21745  
*"Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma"*;

## 1.3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI

I materiali da impiegarsi nella realizzazione degli stipiti e delle architravi per le aperture dei vani dovranno rispettare le seguenti caratteristiche chimico-fisiche in termini di resistenza caratteristica:

### ➤ *Calcestruzzo*

In fase progettuale, si adotta un calcestruzzo con classe di resistenza pari a C25/30 (punto 4.1 del D.M. 14/01/2008), con resistenza caratteristica cubica a compressione pari a  $R_{ck} = 300 \text{ kg/cm}^2$ , e resistenza caratteristica cilindrica a compressione pari a  $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$ .

Si assume un modulo di Young istantaneo, tangente all'origine del diagramma  $\sigma - \epsilon$ , deducibile

dalla relazione:  $E_c = 5700 \sqrt{R_{ck}} = 312200 \text{ kg/cm}^2$ .

Il coefficiente di Poisson lo si pone pari a  $\nu = 0,2$  mentre quello di dilatazione termica è  $10 \times 10^{-6} \text{ C}^{-1}$ ; il peso del conglomerato è da assumersi pari a  $2500 \text{ kg/m}^3$ .

La resistenza di calcolo del calcestruzzo a compressione semplice è calcolata come (punto 4.1.2.1.1 del citato D.M.):

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{1,5} = 141,6 \text{ kg/cm}^2;$$

essendo  $\gamma_c$  un coefficiente di sicurezza che limita la probabilità che tale valore di resistenza non venga raggiunto (frattile), e che assume il valore di 1,5 per gli stati limite ultimi.

Per il calcestruzzo si adotta un diagramma convenzionalmente parabola – rettangolo, la cui ordinata massima è pari a  $f_{cd}$  ed a cui corrisponde una deformazione al limite elastico pari a  $\varepsilon_{e2} = 0,002$  ed una deformazione ultima alla rottura pari a  $\varepsilon_{cu} = 0,0035$ .

Il valore medio della resistenza a trazione semplice (assiale) in mancanza di diretta sperimentazione può essere assunto pari a:

$$f_{cm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 11,90 \text{ kg/cm}^2$$

ed il cui valore caratteristico si assume pari a:

$$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{cm} = 8,33 \text{ kg/cm}^2.$$

Il valore medio della resistenza a trazione per flessione in mancanza di diretta sperimentazione può essere assunto pari al 20% in più di quello a trazione semplice, ed il suo valore caratteristico si assume pari a:

$$f_{ctk} = 1,3 \cdot f_{cm} = 18,56 \text{ kg/cm}^2.$$

Sulla base di questi valori caratteristici, la resistenza di calcolo a trazione risulterà pari a:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{18,56}{1,5} = 12,37 \text{ kg/cm}^2;$$

#### ➤ **Acciaio per armature**

Per l'acciaio si è usato il tipo *FeB 44K* ad aderenza migliorata, con valore della tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} = 4300 \text{ kg/cm}^2$  ed il cui modulo elastico si assume pari a  $E_f = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ .

Le resistenze di calcolo sono ottenute come rapporto tra le resistenze caratteristiche e opportuni coefficienti di sicurezza, variabili in relazione allo stato limite considerato.

Nel caso specifico, per gli stati limite ultimi, risulta:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{4300}{1,15} = 3739,1 \text{ kg/cm}^2$$

avendo assunto un coefficiente di sicurezza pari a  $\gamma_s = 1.15$ .

➤ **Acciaio strutturale**

Per l'acciaio (punto 11.3.4.1 del D.M. 14/01/2008) delle travi principali è stato utilizzato il tipo S355 ovvero Fe510 conforme alla norma della serie UNI EN 10025 (per i laminati) che presenta una tensione caratteristica a rottura pari a

$$f_{uk} = 510 \text{ N/mm}^2 \text{ (} 5100 \text{ kg/cm}^2 \text{)}$$

ed una tensione caratteristica allo snervamento pari a

$$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2 \text{ (} 3550 \text{ kg/cm}^2 \text{)}$$

Il modulo elastico è pari a  $E_f = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ , il coefficiente di Poisson si adotta pari a  $\nu = 0.3$  ed il

modulo di elasticità trasversale pari a  $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ kg/cm}^2$ .

Il coefficiente di espansione termica lineare pari a  $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$  e la densità pari a  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$ .

Nelle verifiche di sicurezza si adatterà un coefficiente parziale di sicurezza sul materiale pari a

$$\gamma_{M0} = 1.05 \text{ (punto 4.2.4.1 del D.M. 14/01/2008)}.$$

➤ **Muratura**

Per quanto concerne la muratura, si considera una muratura di mattoni pieni e malta di calce; le verifiche sono state condotte con riferimento al livello di conoscenza LC1, conoscenza limitata adottando i seguenti valori di resistenza caratteristici:

Livello di conoscenza attribuito: LC1

Fattore di Confidenza: FC=1.35

Valori di riferimento dei parametri meccanici (Tabella C8A.2.1 – Circolare 2/2/2009):

$$G = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$E = 1500 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_0 = 6 \text{ N/cm}^2$$

$$f_m = 240 \text{ N/cm}^2$$

$$w = 18 \text{ KN/m}^3$$

Detti valori sono stati desunti dalla tabella C8.A.2.1 della Circolare 2/2/2009, considerando che per un livello di conoscenza LC1 (conoscenza limitata) per  $E$  (modulo di elasticità normale) e  $G$  (modulo di elasticità tangenziale) sono stati assunti i valori medi della tabella, mentre per  $\tau_0$  (resistenza media a taglio della muratura) e per  $f_m$  (resistenza media a compressione) si sono adottati i valori minimi riportati dalla circolare.

Sulla base di questi valori ed utilizzando il FC pari a 1,35, nella verifica dello stato di fatto si sono a-

dottati i seguenti valori dei parametri meccanici della muratura:

$$G = 500 \text{ N/mm}^2 / 1.35 = 370 \text{ N/mm}^2$$

$$E = 1500 \text{ N/mm}^2 / 1.35 = 1111 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_0 = 6 \text{ N/cm}^2 / 1.35 = 4.44 \text{ N/cm}^2$$

$$f_m = 240 \text{ N/cm}^2 / 1.35 = 177.7 \text{ N/cm}^2$$

$$w = 18 \text{ KN/m}^3$$

Per quanto concerne le verifiche nello stato modificato, ossia in seguito all'applicazione dell'intonaco armato sulle pareti interessate alle aperture, i precedenti valori dei parametri meccanici sono stati modificati con l'applicazione del coefficiente correttivo di cui alla Tabella C8A.2.2 della Circolare 2/2/2009 e pari a 1.5 per l'intonaco armato, pertanto si ha:

$$G = 1.5 \times 370 \text{ N/mm}^2 = 555 \text{ N/mm}^2$$

$$E = 1.5 \times 1111 \text{ N/mm}^2 = 1667 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_0 = 1.5 \times 4.44 \text{ N/cm}^2 = 6.67 \text{ N/cm}^2$$

$$f_m = 1.5 \times 177.7 \text{ N/cm}^2 = 266.5 \text{ N/cm}^2$$

## 2. METODOLOGIA DI VERIFICA

Le verifiche saranno svolte sia per quanto concerne le rigidezze che per quanto concerne la resistenza. Per entrambe si dovrà verificare che l'introduzione delle aperture nelle pareti non porti ad una diminuzione né di rigidezza né di resistenza rispetto allo stato originario. Le modalità concettuali con cui vengono eseguite le verifiche sono di seguito brevemente accennate.

### 2.1 VERIFICHE IN TERMINI DI RIGIDEZZA

La rigidezza iniziale  $K_m$  della parete costituita da un numero  $n$  di maschi murari, si calcola come somma delle rigidezze  $K_i$  dei singoli maschi costituenti la stessa, ossia come:

$$K_m = K_1 + K_2 + \dots + K_n$$



Le rigidezze dei singoli maschi, nelle ipotesi che il pannello sia vincolato con un incastro fisso alla base ed un incastro scorrevole in sommità (comportamento alla "Grinter"), si calcolano con la seguente formula:

$$K_i = \frac{G_i A_i E_i l_i^2}{h_i^3 G_i + 1.2 h_i E_i l_i^2}$$

nella quale:

$E_i, G_i$  = moduli di elasticità normale e tangenziale della muratura costituente il maschio;

$l_i, h_i$  = lunghezza ed altezza del maschio murario;

$A_i = l_i \times t_i$  = area del maschio ( $t_i$  = spessore del maschio).

A seguito di modifica delle aperture o di inserimento di nuove, la parete assume una configurazione diversa da quella iniziale; la rigidezza  $K_{\text{mod}}$  nello stato modificato (tenendo conto anche dell'eventuale consolidamento dei maschi murari attraverso tecniche quali le iniezioni di malta, lastre di placcaggio ecc) deve risultare:

$$K_{\text{mod}} \geq K_{\text{in}}$$

Se tale verifica non è soddisfatta allora occorre intervenire con un rinforzo quale la cerchiatura del vano mediante un telaio metallico o in c.a.. In questo caso la rigidezza finale  $K_{\text{fin}}$  deve risultare:

$$K_{\text{fin}} = K_{\text{mod}} + K_T \geq K_{\text{in}}$$

essendo  $K_T$  la rigidezza del telaio e pari ad:

$$K_T = \frac{12E \sum J_p}{H^3}$$

dove:

$E$  = modulo elastico del materiale costituente i piedritti;

$\sum J_p$  = somma dei momenti d'inerzia dei piedritti (possono essere due o più piedritti);

$H$  = altezza del piedritto.

## 2.2 VERIFICHE IN TERMINI DI RESISTENZA

La verifica viene condotta calcolando la resistenza al taglio della parete prima  $V_{t,in}$  e dopo l'intervento  $V_{t,fin}$  e verificando che la resistenza dopo l'intervento risulti superiore a quella che la parete possedeva prima dell'intervento di miglioramento.

$$V_{t,fin} \geq V_{t,in}$$

La resistenza al taglio della parete si calcola ipotizzando un comportamento elasto-plastico dei maschi murari. L'azione tagliante ultima del pannello murario può calcolarsi con la formula di Turnsek e Cacovic valida per gli edifici esistenti:

$$V_t = 1.5 l t \frac{\tau_{od}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{od}}} = \frac{l t f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}}$$

nella quale

$l$  è la lunghezza del pannello;

$t$  è lo spessore del pannello;

$\sigma_0$  è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ( $\sigma_0 = P/l t$ , con  $P$  forza assiale agente positiva se di compressione);

$f_{td}$  è la resistenza di calcolo a trazione per fessurazione diagonale della muratura,  $f_{td} = 1.5\tau_{od}$ ;

$\tau_{od}$  è la resistenza di calcolo a taglio della muratura;

$b$  è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione delle tensioni tangenziali sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere  $b = h/l$ , comunque non superiore a 1,5 e non inferiore a 1, dove  $h$  è l'altezza del pannello.

Per quanto riguarda il calcolo della resistenza della cerchiatura metallica si procede nel seguente modo.

1. Si calcola il momento massimo all'incastro sopportabile dal telaio:

$$M = \sigma_{adm} \times W_x$$

2. Si calcola il corrispondente spostamento "d" che determina il momento massimo (spostamento al limite elastico):

$$d = M H^2 / (6EJ)$$

3. Si calcola la forza  $F$  che provoca lo spostamento " $d$ ", nota la rigidezza  $K_T$  del telaio:

$$F = d \times K_T$$

La curva caratteristica del telaio viene costruita in analogia a quanto avviene per i maschi murari; di solito, per telai metallici, è sufficiente limitarsi al tratto elastico.

### 3. VERIFICA DELLE PARETI INTERESSATE DALLE APERTURE

Si riportano di seguito le verifiche di rigidezza e di resistenza nelle pareti denominate 1,2,3 del piano intermedio di progetto.

#### 3.1 Verifica della parete n.1

<b>Progetto:</b>	Edificio C del Plesso Centrale Universitario
------------------	--

<b>Committente:</b>	Università degli studi di Messina
---------------------	-----------------------------------

<b>Località:</b>	Messina
------------------	---------

<b>Comune:</b>	Messina
----------------	---------

<b>PARETE N°</b>	1
------------------	---

<b>PIANO:</b>	piano intermedio
---------------	------------------

<b>PIANO:</b>	piano intermedio
---------------	------------------

<b>PARETE N°</b>	1
------------------	---

#### ANALISI DEI CARICHI

##### Solaio in latero-cemento

	KN/m <sup>2</sup>
peso proprio	5
sottofondo	0
pavimento	
intonaco	

isolamento termico e impermeabilizzazione		
incidenza tramezzi		
		TOTALE PERMANENTI
carico di esercizio		5
		TOTALE
		3
		8

CARICHI SULLA PARETE

Carico agente in sommità della parete dovuto alla porzione di muro sovrastante

	H (m)	t (m)	w (KN/m <sup>3</sup> )	P (KN/m)
muro sovrastante	1,5	0,45	18	12,15

Carico agente in sommità della parete dovuto all'incidenza dei solai

	L(dx)	L(sx)	p(dx)	p(sx)	p (KN/m)
	m	m	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	
solaio di copertura	4	1,5	8	8	22,00
solaio sottotetto					0,00
solaio p.1					0,00

Totale carico distribuito	34,15
---------------------------	-------

H = altezza del muro sovrastante (spessore t)

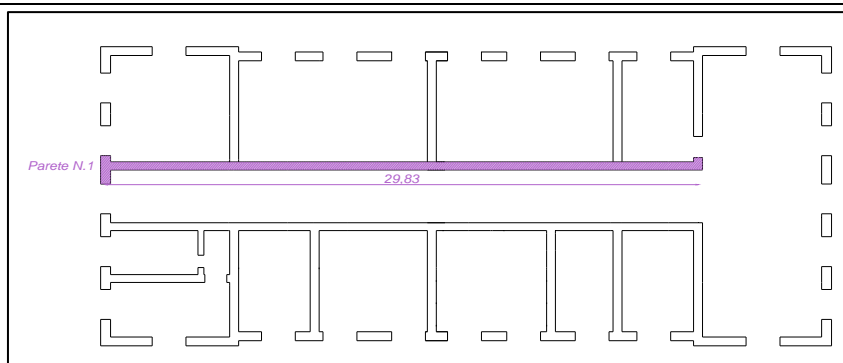
L(dx), L(sx) = luce del solaio a destra e a sinistra

p = carico

PIANO:	piano intermedio
--------	------------------

PARETE N°	1
-----------	---

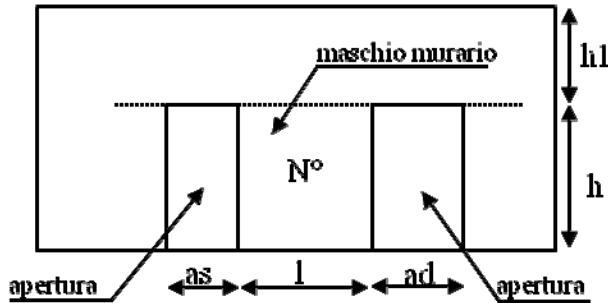
STATO ATTUALE



Calcolo della tensione normale media verticale agente in ciascun maschio murario

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h <sub>1</sub> (m)	i (m)	t (m)	w (KN/m <sup>3</sup> )	σ <sub>o</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
1	0	0	3	29,83	3	29,83	0,45	18,00	156,89

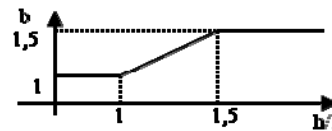
Simbologia



as= apertura a sinistra  
 ad= apertura a destra  
 l = lunghezza maschio murario  
 h = altezza maschio murario  
 t = spessore maschio murario  
 h1 = altezza fascia di piano  
 i = interasse maschio murario  
 $i = l + as/2 + ad/2$

Individuazione del coefficiente "b"

N°	h/l	b
1	0,101	1



Calcolo rigidezza della parete

	G	t	l	h	A	E	K	τ <sub>o</sub>	σ <sub>o</sub>	V <sub>t</sub>	δ <sub>e</sub>	δ <sub>u</sub>
	N/mm <sup>2</sup>	m	m	m	m <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	KN/m	N/cm <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN	mm	mm
1	370	0,45	29,83	3	13,424	1111	#####	4,44	156,89	1638	1,2	12

RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)	1375775,7
-------------------------------	-----------

$\delta_u = 0,4\% \cdot h$

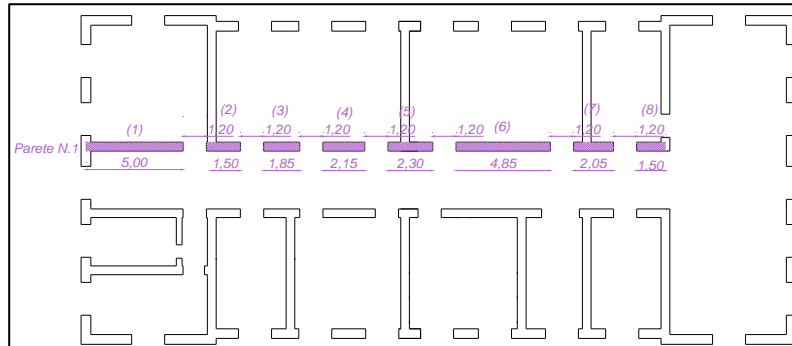
Calcolo resistenza della parete

Spostamento della parete al limite di rottura	mm	12
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	1638
TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE	KN	1638

PIANO: piano intermedio

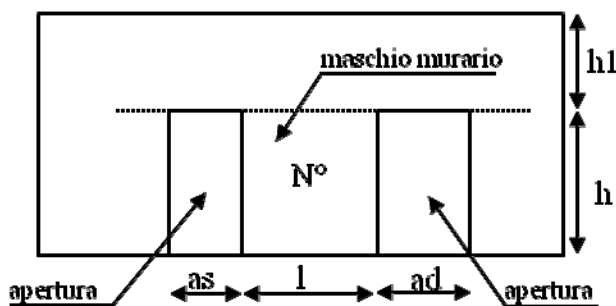
PARETE N° 1

STATO MODIFICATO



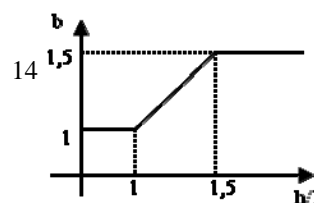
Calcolo della tensione normale media verticale agente in ciascun maschio murario

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h <sub>1</sub> (m)	i (m)	t (m)	w (KN/m <sup>3</sup> )	σ <sub>o</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
1	0	1,2	3	5	1	5,6	0,55	18	116,70
2	1,2	1,2	3	1,5	1	2,7	0,55	18	171,16
3	1,2	1,2	3	1,85	1	3,05	0,55	18	159,04
4	1,2	1,2	3	2,15	1	3,35	0,55	18	151,79
5	1,2	1,2	3	2,3	1	3,5	0,55	18	148,88
6	1,2	1,2	3	4,85	1	6,05	0,55	18	126,91
7	1,2	1,2	3	2,05	1	3,25	0,55	18	153,97
8	1,2	0	3	1,5	1	2,1	0,55	18	139,13



- as= apertura a sinistra
- ad= apertura a destra
- l = lunghezza maschio murario
- h = altezza maschio murario
- t = spessore maschio murario
- h<sub>1</sub> = altezza fascia di piano
- i = interasse maschio murario
- $i = l + as/2 + ad/2$

Individuazione del coefficiente "b"



N°	h/l	b
1	0,6	1
2	2	1,5
3	1,622	1,5
4	1,395	1,395
5	1,304	1,304
6	0,619	1
7	1,463	1,463
8	2	1,5

Calcolo rigidezza della parete

	G	t	l	h	A	E	K	$\tau_o$	$\sigma_o$	$V_t$	$\delta_e$	$\delta_u$
	N/mm <sup>2</sup>	m	m	m	m <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	KN/m	N/cm <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN	mm	mm
1	555	0,55	5	3	2,75	1667	385458,7	6,67	116,70	405	1,1	12
2	555	0,55	1,5	3	0,825	1667	60284,8	6,67	171,16	90,6	1,5	12
3	555	0,55	1,85	3	1,0175	1667	90695,0	6,67	159,04	109,2	1,2	12
4	555	0,55	2,15	3	1,1825	1667	118363,8	6,67	151,79	134,6	1,1	12
5	555	0,55	2,3	3	1,265	1667	132484,9	6,67	148,88	153,1	1,2	12
6	555	0,55	4,85	3	2,6675	1667	371774,4	6,67	126,91	402	1,1	12
7	555	0,55	2,05	3	1,1275	1667	109036,6	6,67	153,97	122,9	1,1	12
8	555	0,55	1,5	3	0,825	1667	60284,8	6,67	139,13	85,08	1,4	12

RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)	1328383,0
-------------------------------	-----------

$$\delta_u = 0,4\% \cdot h$$

Calcolo resistenza della parete

Spostamento della parete al limite di rottura	mm	20
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	405
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 2	KN	90,6
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 3	KN	109,2
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 4	KN	134,6
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 5	KN	153,1
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 6	KN	402
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 7	KN	122,9
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 8	KN	85,08
TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE	KN	1502

VERIFICHE

a) La rigidezza finale deve risultare maggiore di quella iniziale

$K_{in}$ (KN/m)	1375775,698
$K_{fin}$ (KN/m)	1328382,975

La verifica non è soddisfatta pertanto occorre un intervento di rinforzo

b) La resistenza finale deve risultare maggiore di quella iniziale

$V_{t,in}$ (KN)	1637,69
$V_{t,fin}$ (KN)	1502,34

La verifica non è soddisfatta pertanto occorre un intervento di rinforzo

PIANO:	piano intermedio
--------	------------------

PARETE N°	1
-----------	---

TELAIO N°	1
-----------	---

DIMENSIONAMENTO DEL TELAIIO

$H_{\text{telaio}}$ (cm)		210	(Altezza del telaio)
$K_{\text{ric}}$ (KN/m) :		6770,39	(Rigidezza richiesta al telaio)
$J_{x,\text{piedr}}$ (cm <sup>4</sup> )		1244,1	(Momento d'inerzia minimo di un piedritto)

Tipo piedritto: 2 profili IPE180

$W_x$ piedritto (cm <sup>3</sup> )		292,6
$J_x$ piedritto (cm <sup>4</sup> )		2634
$K_T$ (KN/m)		14334,7

$M_{\text{max}}$ (KNcm)		4681,6
d (mm)		6,2208
$F_u$ (KN)		89,173

VERIFICHE

a) La rigidezza finale (maschi murari + telaio) deve risultare maggiore di quella iniziale

$K_{in}$ (KN/m)	1375775,698
$K_{fin}$ (KN/m)	1428725,832

La verifica risulta pertanto soddisfatta

b) La resistenza finale (maschi murari + telaio) deve risultare maggiore di quella iniziale



$V_{t,in}$ (KN) =	1637,686805
$V_{t,fin}$ (KN) =	2126,550663

La verifica risulta pertanto soddisfatta

### 3.2 Verifica della parete n.2

<b>Progetto:</b>	Edificio C del Plesso Centrale Universitario
------------------	--

<b>Committente:</b>	Università degli studi di Messina
---------------------	-----------------------------------

<b>Località:</b>	Messina
------------------	---------

<b>Comune:</b>	Messina
----------------	---------

PARETE N°	2
-----------	---

PIANO:	piano intermedio
--------	------------------

PIANO:	piano intermedio
--------	------------------

PARETE N°	2
-----------	---

#### CARICHI SULLA PARETE

Carico agente in sommità della parete dovuto alla porzione di muro sovrastante

	H (m)	t (m)	w (KN/m <sup>3</sup> )	p (KN/m)
muro sovrastante	1,5	0,45	18	12,15

Carico agente in sommità della parete dovuto all'incidenza dei solai

	L(dx)	L(sx)	p(dx)	p(sx)	p (KN/m)
	m	m	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	
solaio di copertura	1,5	4	8	8	22,00
solaio sottotetto					0,00
solaio p.1					0,00

**VERIFICHE LOCALI DEI PANNELLI MURARI**

**PROGETTO DI UN PIANO INTERMEDIO NELL'EDIFICIO "C" DEL PLESSO CENTRALE - ING. SILVIO LACQUANTI**

--	--	--	--

Totale carico distribuito	34,15
---------------------------	-------

H = altezza del muro sovrastante (spessore t)

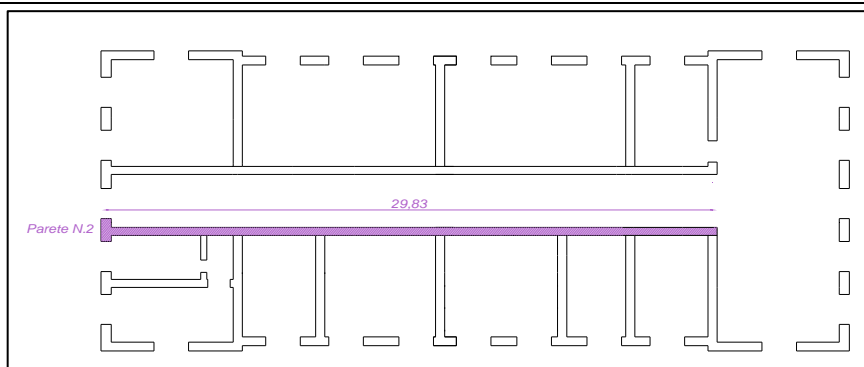
L(dx), L(sx) = luce del solaio a destra e a sinistra

p = carico

PIANO:	piano intermedio
--------	------------------

PARETE N°	2
-----------	---

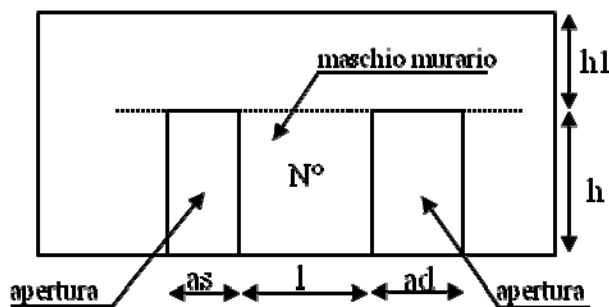
**STATO ATTUALE**



Calcolo della tensione normale media verticale agente in ciascun maschio murario

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h <sub>1</sub> (m)	i (m)	t (m)	w (KN/m <sup>3</sup> )	σ <sub>o</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
1	0	0	3	29,83	3	29,83	0,45	18,00	156,89

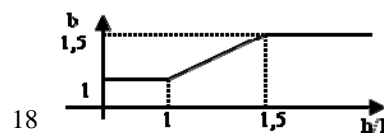
Simbologia



- as= apertura a sinistra
- ad= apertura a destra
- l = lunghezza maschio murario
- h = altezza maschio murario
- t = spessore maschio murario
- h<sub>1</sub> = altezza fascia di piano
- i = interasse maschio murario
- $i = l + as/2 + ad/2$

Individuazione del coefficiente "b"

N°	h/l	b
----	-----	---



1	0,101	1
---	-------	---

Calcolo rigidezza della parete

	G	t	l	h	A	E	K	$\tau_o$	$\sigma_o$	$V_i$	$\delta_e$	$\delta_u$
	N/mm <sup>2</sup>	m	m	m	m <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	KN/m	N/cm <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN	mm	mm
1	370	0,45	29,83	3	13,424	1111	#####	4,44	156,89	1638	1,2	12

RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)	1375775,7
-------------------------------	-----------

$$\delta_u = 0,4\% \cdot h$$

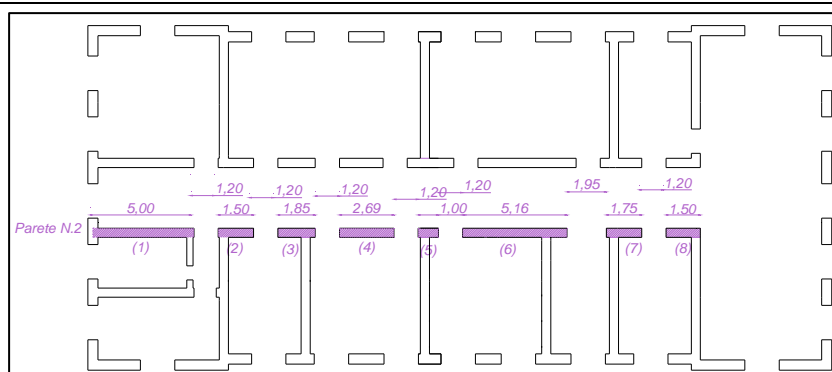
Calcolo resistenza della parete

Spostamento della parete al limite di rottura	mm	12
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	1638
TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE	KN	1638

PIANO:	piano intermedio
--------	------------------

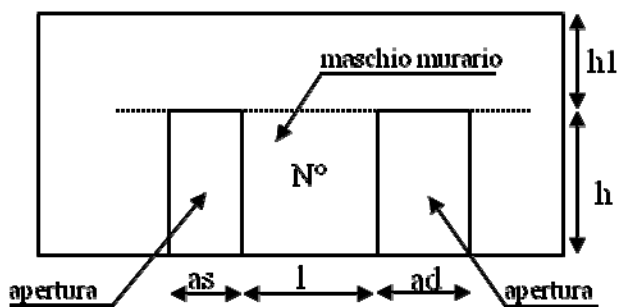
PARETE N°	2
-----------	---

STATO MODIFICATO



Calcolo della tensione normale media verticale agente in ciascun maschio murario

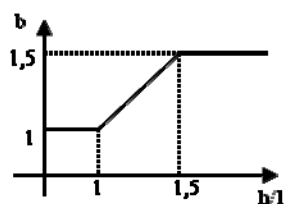
N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h <sub>1</sub> (m)	i (m)	t (m)	w (KN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_o$ (KN/m <sup>2</sup> )
1	0	1,2	3	5	1	5,6	0,55	18	116,70
2	1,2	1,2	3	1,5	1	2,7	0,55	18	171,16
3	1,2	1,2	3	1,85	1	3,05	0,55	18	159,04
4	1,2	1,2	3	2,69	1	3,89	0,55	18	142,82
5	1,2	1,2	3	1	1	2,2	0,55	18	203,20
6	1,2	1,95	3	5,16	1	6,735	0,55	18	131,54
7	1,95	1,2	3	1,75	1	3,325	0,55	18	179,17
8	1,2	0	3	1,5	1	2,1	0,55	18	139,13



as= apertura a sinistra  
 ad= apertura a destra  
 l = lunghezza maschio murario  
 h = altezza maschio murario  
 t = spessore maschio murario  
 h1 = altezza fascia di piano  
 i = interasse maschio murario  
 $i = l + as/2 + ad/2$

Individuazione del coefficiente "b"

N°	h/l	b
1	0,6	1
2	2	1,5
3	1,622	1,5
4	1,115	1,115
5	3	1,5
6	0,581	1
7	1,714	1,5
8	2	1,5



Calcolo rigidezza della parete

	G	t	l	h	A	E	K	$\tau_o$	$\sigma_o$	$V_t$	$\delta_e$	$\delta_u$
	N/mm <sup>2</sup>	m	m	m	m <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	KN/m	N/cm <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN	mm	mm
1	555	0,55	5	3	2,75	1667	385458,7	6,67	116,70	405	1,1	12
2	555	0,55	1,5	3	0,825	1667	60284,8	6,67	171,16	90,6	1,5	12
3	555	0,55	1,85	3	1,0175	1667	90695,0	6,67	159,04	109,2	1,2	12
4	555	0,55	2,69	3	1,4795	1667	169573,8	6,67	142,82	206,8	1,2	12
5	555	0,55	1	3	0,55	1667	24247,0	6,67	203,20	63,87	2,6	12
6	555	0,55	5,16	3	2,838	1667	400011,2	6,67	131,54	432	1,1	12
7	555	0,55	1,75	3	0,9625	1667	81739,4	6,67	179,17	107,2	1,3	12
8	555	0,55	1,5	3	0,825	1667	60284,8	6,67	139,13	85,08	1,4	12

RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)	1272294,6
-------------------------------	-----------

$\delta_u = 0,4\% \cdot h$

Calcolo resistenza della parete

Spostamento della parete al limite di rottura	mm	12
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	405
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 2	KN	90,6
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 3	KN	109,2
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 4	KN	206,8
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 5	KN	63,87
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 6	KN	432
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 7	KN	107,2

Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 8	KN	85,08
TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE	KN	1500

VERIFICHE

a) La rigidezza finale deve risultare maggiore di quella iniziale

$K_{in}$ (KN/m)	1375775,698
$K_{fin}$ (KN/m)	1272294,63

La verifica non è soddisfatta pertanto occorre un intervento di rinforzo

b) La resistenza finale deve risultare maggiore di quella iniziale

$V_{t,in}$ (KN)	1637,69
$V_{t,fin}$ (KN)	1499,82

La verifica non è soddisfatta pertanto occorre un intervento di rinforzo

PIANO:	piano intermedio
--------	------------------

PARETE N°	2
-----------	---

TELAIO N°	1
-----------	---

DIMENSIONAMENTO DEI TELAI IN ACCIAIO

$H_{telaio}$ (cm)		210
$K_{ric}$ (KN/m) :		17246,8
$J_{x,piedr}$ (cm <sup>4</sup> )		3169,1

(Altezza del telaio)  
(Rigidezza richiesta al telaio)  
(Momento d'inerzia minimo di un piedritto)

Tipo piedritto: 2 profili IPE180

$W_x$ piedritto (cm <sup>3</sup> )		292,6
$J_x$ piedritto (cm <sup>4</sup> )		2634
$K_T$ (KN/m)		14334,7

$M_{max}$ (KNcm)		4681,6
d (mm)		6,2208
Fu (KN)		89,173

VERIFICHE

a) La rigidezza finale (maschi murari + telaio) deve risultare maggiore di quella iniziale

$K_{in}$ (KN/m)	1375775,698
$K_{fin}$ (KN/m)	1358302,793

La verifica non è soddisfatta pertanto occorre un intervento di rinforzo

b) La resistenza finale (maschi murari + telaio) deve risultare maggiore di quella iniziale

$V_{t,in}$ (KN) =	1637,686805
$V_{t,fin}$ (KN) =	2124,02896

La verifica risulta pertanto soddisfatta

DIMENSIONAMENTO DEL TELAIO IN C.A.

$H_{telaio}$ (cm)		210
$K_{ric}$ (KN/m) :		17472,9
$J_{x,piedr}$ (cm <sup>4</sup> )		3210,6

(Altezza del telaio)  
(Rigidezza richiesta al telaio)  
(Momento d'inerzia minimo di un piedritto)

Tipo piedritto: SEZIONE  
30X30 cm

$W_x$ piedritto (cm <sup>3</sup> )		4500
$J_x$ piedritto (cm <sup>4</sup> )		67500
$K_T$ (KN/m)		367346,9

$M_{max}$ (KNcm)		72000
d (mm)		3,7333
$F_u$ (KN)		1371,4

VERIFICHE

a) La rigidezza finale (maschi murari + telaio) deve risultare maggiore di quella iniziale

$K_{in}$ (KN/m)	1375775,698
$K_{fin}$ (KN/m)	1725649,732

La verifica risulta pertanto soddisfatta

### 3.3 Verifica della parete n.3

<b>Progetto:</b>	Edificio C del Plesso Centrale Universitario
------------------	--

<b>Committente:</b>	Università degli studi di Messina
---------------------	-----------------------------------

<b>Località:</b>	Messina
------------------	---------

<b>Comune:</b>	Messina
----------------	---------

PARETE N°	3
-----------	---

PIANO:	piano intermedio
--------	------------------

PIANO:	piano intermedio
--------	------------------

PARETE N°	3
-----------	---

#### CARICHI SULLA PARETE

Carico agente in sommità della parete dovuto alla porzione di muro sovrastante

	H (m)	t (m)	w (KN/m <sup>3</sup> )	p (KN/m)
muro sovrastante	1,5	0,45	18	12,15

Carico agente in sommità della parete dovuto all'incidenza dei solai

	L(dx)	L(sx)	p(dx)	p(sx)	p (KN/m)
	m	m	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	
solaio di copertura	1,5	4	8	8	22,00
solaio sottotetto					0,00
solaio p.1					0,00

Totale carico distribuito	34,15
---------------------------	-------

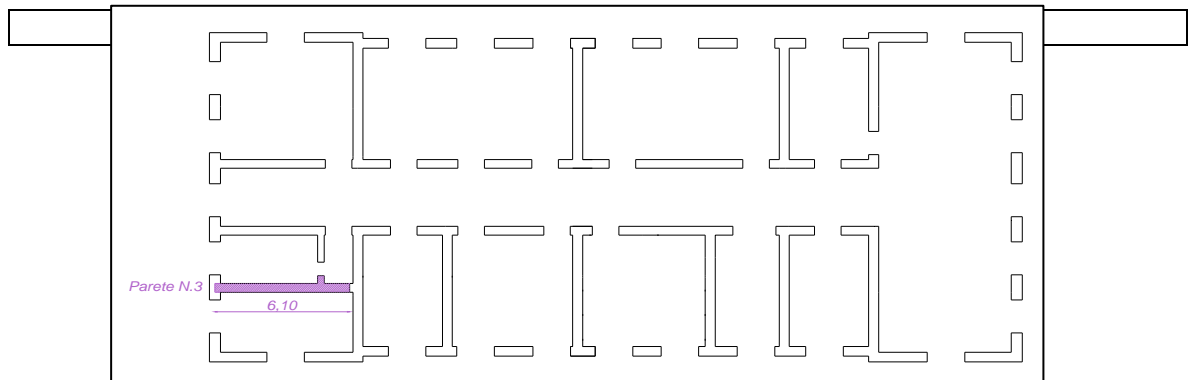
H = altezza del muro sovrastante (spessore t)

L(dx), L(sx) = luce del solaio a destra e a sinistra

p = carico

PIANO: piano intermedio

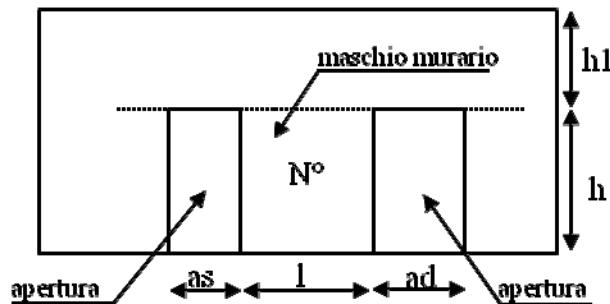
PARETE N° 3



Calcolo della tensione normale media verticale agente in ciascun maschio murario

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h <sub>1</sub> (m)	i (m)	t (m)	w (KN/m <sup>3</sup> )	σ <sub>o</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
1	0	0	3	6,1	3	6,1	0,45	18,00	156,89

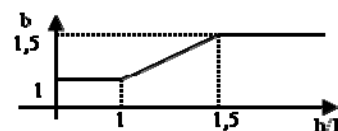
Simbologia



- as= apertura a sinistra
- ad= apertura a destra
- l = lunghezza maschio murario
- h = altezza maschio murario
- t = spessore maschio murario
- h<sub>1</sub> = altezza fascia di piano
- i = interasse maschio murario
- $i = l + as/2 + ad/2$

Individuazione del coefficiente "b"

N°	h/l	b
1	0,492	1



Calcolo rigidezza della parete

G	t	l	h	A	E	K	τ <sub>o</sub>	σ <sub>o</sub>	V <sub>t</sub>	δ <sub>e</sub>	δ <sub>o</sub>
N/mm <sup>2</sup>	m	m	m	m <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	KN/m	N/cm <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN	mm	mm



1	370	0,45	6,1	3	2,745	1111	264378,4	4,44	156,89	334,9	1,3	12
---	-----	------	-----	---	-------	------	----------	------	--------	-------	-----	----

RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)	264378,4
-------------------------------	----------

$\delta_u = 0,4\% \cdot h$

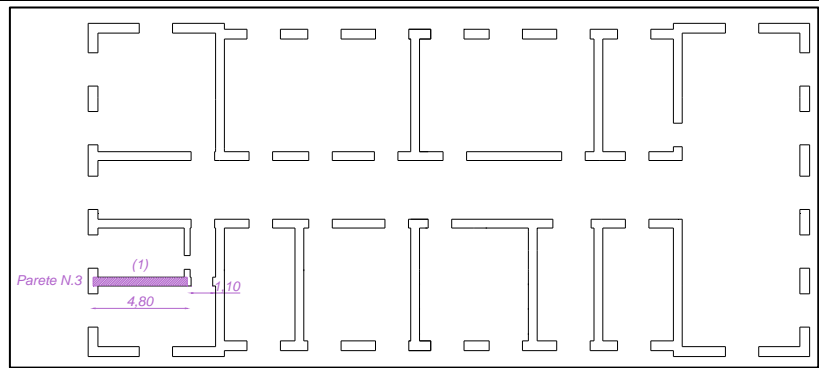
Calcolo resistenza della parete

Spostamento della parete al limite di rottura	mm	12
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	334,9
TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE	KN	334,9

PIANO:	piano intermedio
--------	------------------

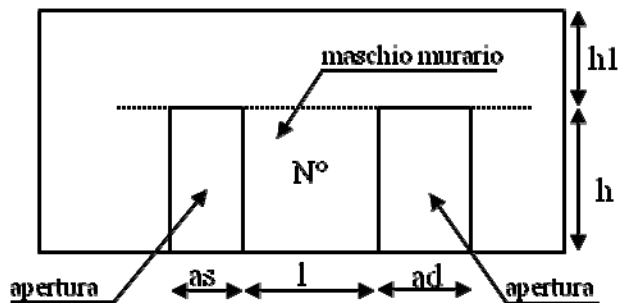
PARETE N°	3
-----------	---

STATO MODIFICATO



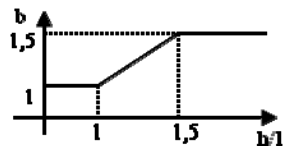
Calcolo della tensione normale media verticale agente in ciascun maschio murario

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h <sub>1</sub> (m)	i (m)	t (m)	w (KN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_o$ (KN/m <sup>2</sup> )
1	0	1,1	3	4,8	1	5,35	0,55	18	116,27



- as= apertura a sinistra
- ad= apertura a destra
- l = lunghezza maschio murario
- h = altezza maschio murario
- t = spessore maschio murario
- h<sub>1</sub> = altezza fascia di piano
- i = interasse maschio murario
- $i = 1 + as/2 + ad/2$

Individuazione del coefficiente "b"



N°	h/l	b
1	0,625	1

Calcolo rigidezza della parete

	G	t	l	h	A	E	K	$\tau_o$	$\sigma_o$	$V_t$	$\delta_e$	$\delta_u$
	N/mm <sup>2</sup>	m	m	m	m <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	KN/m	N/cm <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN	mm	mm
1	555	0,55	4,8	3	2,64	1667	367203,7	6,67	116,27	388,4	1,1	12

RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)	367203,7
-------------------------------	----------

$$\delta_u = 0,4\% \cdot h$$

Calcolo resistenza della parete

Spostamento della parete al limite di rottura	mm	12
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	388,4
TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE	KN	388,4

#### VERIFICHE

a) La rigidezza finale deve risultare maggiore di quella iniziale

$K_{in}$ (KN/m)	264378,3974
$K_{fin}$ (KN/m)	367203,6566

La verifica risulta pertanto soddisfatta

b) La resistenza finale deve risultare maggiore di quella iniziale

$V_{t,in}$ (KN)	334,89
$V_{t,fin}$ (KN)	388,38

La verifica risulta pertanto soddisfatta

***Il Progettista della struttura***  
***(dott. ing. Silvio Lacquaniti)***