



COMUNE DI CASTIGLIONE DEL LAGO

CUP H66J16000570001

CIG ZEZIC4BAC3

POR FESR 2014-2020  
Intervento di efficientamento energetico  
della scuola dell'infanzia di Vaiano

AREA LAVORI PUBBLICI E PATRIMONIO  
RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO  
Dott. Ing. Stefano Torrini

*progetto esecutivo*

*Oggetto dell'elaborato*  
**RELAZIONE SPECIALISTICA E DI CALCOLO  
DELLE STRUTTURE**

PROGETTO ESECUTIVO E DIREZIONE LAVORI

Dott. Ing. Giovanni Alberati

Via G. Carducci 157c  
06061 Castiglione del Lago PG  
studio.di.ingegneria@email.it  
giovanni.alberati@ingpec.eu

COMMESSA

CATEGORIA

TIPO E NUMERO

REVISIONE

2016 / 01

S

R01

00

CATEGORIA	FILE NAME:	SCALA:
G	Relazione strutture	
2		
1		
0	EMISSIONE PROGETTO ESECUTIVO	DICEMBRE 2016
REV.	DESCRIZIONE	DATA VERIFICATO APPROVATO

## *RELAZIONE TECNICO ILLUSTRATIVA*

Il Comune di Castiglione del Lago è proprietario di un fabbricato nella fraz. di Vaiano destinato a scuola dell'infanzia con struttura in muratura portante a conci di pietra tenera che è stata recentemente rinfiancata con una muratura in blocchi di laterizio semipieno e malta di calce.

Per l'inserimento di alcune componenti impiantistiche nel sottotetto si rende necessaria la realizzazione di una finestra di accesso con la demolizione parziale di un pannello murario e conseguente diminuzione della rigidità della muratura in quella direzione. Il ripristino della rigidità sul piano della parete in questione viene ottenuta con l'inserimento di due "telai" metallici cerchianti l'apertura in progetto che verranno collegati tra loro con barre filettate e zancate alle murature esistenti.

In linea generale l'intervento sulla struttura esistente interessa porzioni limitate e non comporta sostanziali modifiche al comportamento del fabbricato sia nei confronti delle azioni verticali che di quelle orizzontali come di seguito meglio specificato.

Caratteristiche dei materiali:

- a. Muratura esistente in conci di pietra tenera (tufo) per uno spessore di 30 cm rinfiancata con una muratura in blocchi di laterizio semipieni dello spessore di 25 cm con uno spessore totale della muratura di 55 cm. Le caratteristiche medie sono state valutate secondo un livello di conoscenza LC1 come descritto nei punti C.8.A.1.A.2 e C.8.A.1.A.3 della circolare 617 del CSLLPP del 02/02/2009 considerando la media pesata sullo spessore di

## RELAZIONE TECNICO ILLUSTRATIVA

muratura dei valori minori delle resistenze e delle medie dei valori dei moduli elastici letti dalla tabella C8.A.2.1. dei singoli "strati" della stessa circolare. I valori di calcolo sono stati ottenuti dividendo i valori medi delle resistenze per il FC (1.35) e  $\gamma_m (=2)$  e decurtando i valori medi dei moduli elastici del 50 % per tener conto della rigidità in condizioni fessurate;

Tabella con le caratteristiche di calcolo della muratura

	<b>spessore cm</b>	<b>f<sub>m</sub> N/cm<sup>2</sup></b>	<b><math>\tau_0</math> N/cm<sup>2</sup></b>	<b>E N/mm<sup>2</sup></b>	<b>G N/mm<sup>2</sup></b>	<b>W KN/mc</b>
Muratura di pietra tenera (tufo)	30,00	140,00	2,80	1080,00	360,00	16,00
Muratura rinfiaccio blocchi di laterizio semipieno	25,00	500,00	24,00	4550,00	1137,50	15,00
Valori medi (media pesata sullo spessore)	55,00	303,64	12,44	2657,27	713,41	15,55
Valori di calcolo	55,00	112,46	4,61	1328,64	356,70	15,55

- b. Telai in acciaio tipo S275 UNI EN 10025:2005, saldature con procedimento ad arco elettrico secondo UNI EN ISO 4063:2001 e bulloneria classe 8.8 UNI EN ISO 898-1:2001;

L'intervento in oggetto, può essere classificato come intervento locale, poiché non comporta mutamento essenziale del comportamento globale della componente strutturale del fabbricato e non incrementano i carichi e pertanto vengono condotte verifiche locali sugli elementi oggetto di intervento.

Castiglione del Lago, 09/01/2017

Il Progettista delle strutture e D.L.  
Dott. Ing. Giovanni Alberati

## PROGETTO E VERIFICA DI APERTURE IN MURI PORTANTI IN ZONA SISMICA

<b>Progetto:</b>	POR FESR 2014-2020-INTERVENTO DI EFFICIENTAMENTO ENERGETICO DELLA SCUOLA DELL'INFANZIA DI VAIANO
------------------	--

<b>Committente:</b>	COMUNE CASTIGLIONE DEL LAGO
---------------------	-----------------------------

<b>Località:</b>	PERUGIA
------------------	---------

<b>Comune:</b>	CASTIGLIONE DEL LAGO
----------------	----------------------

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

<b>PIANO:</b>	SOTTOTETTO
---------------	------------

### Solaio in latero-cemento copertura

<i>Elementi strutturali (<math>G_1</math>)</i>						KN/m <sup>2</sup>
peso proprio (travetti, pignatte, soletta)						2,50
<b><math>G_1 =</math></b>						<b>2,50</b>

<i>Elementi non strutturali (<math>G_2</math>)</i>						KN/m <sup>2</sup>
manto di copertura						0,50
coibentazione						0,20
intonaco						0,30
<b><math>G_2 =</math></b>						<b>1,00</b>

<i>Carichi variabili (<math>Q</math>)</i>						KN/m <sup>2</sup>
carico di esercizio ( $q_k$ )						1,50
<b><math>q_k =</math></b>						<b>1,50</b>

Coefficienti parziali ( $\gamma_F$ ) per le azioni (verifica SLU)	(favorevole)	(sfavorevole)
	$\gamma_{G1} =$	1
$\gamma_{G2} =$	1	1,50
$\gamma_Q =$	0	1,50

Combinazione fondamentale (SLU)

$$q_1 = G_1 \times \gamma_{G1} + G_2 \times \gamma_{G2} + q_k \times \gamma_Q$$

	(favorevole)	(sfavorevole)	
$G_1 \times \gamma_{G1} =$	2,500	3,25	KN/m <sup>2</sup>
$G_2 \times \gamma_{G2} =$	1,000	1,5	KN/m <sup>2</sup>
$q_k \times \gamma_Q =$	0,000	2,25	KN/m <sup>2</sup>
$q_1 =$	3,500	7,00	KN/m <sup>2</sup>

PIANO: SOTTOTETTO

PARETE N° 1

CARICHI SULLA PARETE

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

coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_{G2} = 1$

	H (m)	t (m)	w (KN/m <sup>3</sup> )	p (KN/m)
muro sovrastante	0,5	0,55	15,55	4,28
				0,00
				0,00
				0,00
				0,00

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

	L(dx)	L(sx)	q <sub>1</sub> (dx)	q <sub>1</sub> (sx)	p (KN/m)
	m	m	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	
solaio di copertura	2,62	0	5,00	5,00	6,55
gronda	0	0,6	5,00	5,00	1,50
					0,00
					0,00
					0,00
					0,00
					0,00
					0,00

Totale carico distribuito (KN/m) 12,33

H = altezza del muro sovrastante (spessore t)

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

p = carico

PIANO: SOTTOTETTO

PARETE N° 1

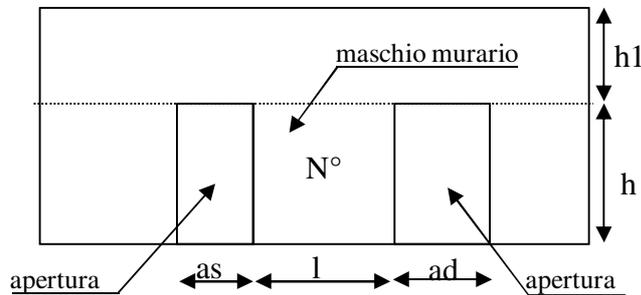
STATO ATTUALE

numero di maschi murari 1

Calcolo della tensione normale media verticale ( $\sigma_o$ ) 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	0	2,7	5,83	0	5,83	0,55	15,55	43,40
0						0			0,00
0						0			0,00
0						0			0,00
0						0			0,00
0						0			0,00

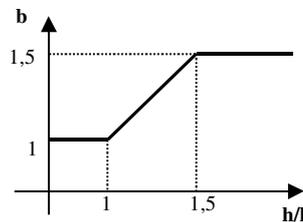
Simbologia



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	0,463	1,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000



### Calcolo rigidezza della parete

	G	t	l	h	A	E	K
	N/mm <sup>2</sup>	m	m	m	m <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	KN/m
1	356,6	0,55	5,83	2,7	3,2065	1328,5	336757,0
0		0	0	0	0		0,0
0		0	0	0	0		0,0
0		0	0	0	0		0,0
0		0	0	0	0		0,0
0		0	0	0	0		0,0

RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)	336756,9826
-------------------------------	-------------

### Calcolo resistenza dei singoli maschi murari

	$\tau_o$	$f_d$	$\sigma_o$	$V_t$	$V_{pf}$	$V_u$	$\delta_e$	tipo di rottura	$\mu$	$\delta_u$	$\delta_{u,max}$
	N/cm <sup>2</sup>	N/cm <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN	KN	KN	mm			mm	mm
1	4,605	112,5	43,40	282,64	286,87	282,64	0,839	taglio per trazione	1,5	1,26	10,80
0			0,00	0,00	0,00	0,00	0,000			0,00	0,00
0			0,00	0,00	0,00	0,00	0,000			0,00	0,00
0			0,00	0,00	0,00	0,00	0,000			0,00	0,00
0			0,00	0,00	0,00	0,00	0,000			0,00	0,00
0			0,00	0,00	0,00	0,00	0,000			0,00	0,00

$\tau_o$  = resistenza a taglio della muratura

$f_d$  = resistenza a compressione della muratura

$\sigma_o$  = tensione media verticale nella muratura

$V_t$  = resistenza a taglio per trazione (fessurazione diagonale)

$V_{pf}$  = resistenza a taglio per pressoflessione

$V_u$  = resistenza a taglio del maschio murario (minimo valore tra  $V_t$  e  $V_{pf}$ )

$\delta_e$  = spostamento del maschio murario al limite elastico

$\delta_u$  = spostamento del maschio murario al limite ultimo

$\delta_{u,max}$  = valore max = 0,4%\*h nel caso di rottura a taglio e 0,6%\*h nel caso di rottura per pressoflessione

### Calcolo resistenza della parete

Spostamento della parete al limite di rottura	mm	1,26
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	282,64
		0,00
		0,00
		0,00
		0,00
		0,00
TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE	KN	282,64

PIANO: SOTTOTETTO

PARETE N° 1

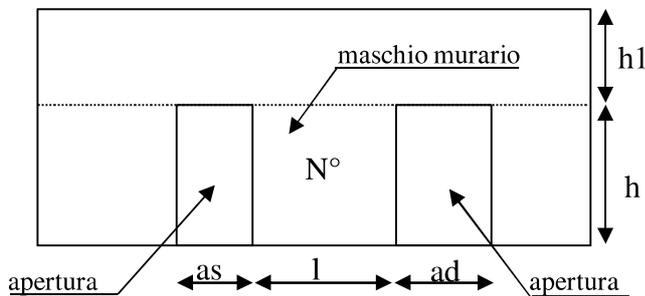
STATO MODIFICATO

numero di maschi murari 2

Calcolo della tensione normale media verticale ( $\sigma_o$ ) 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	2,25	2,45	0,45	3,05	0,55	15,55	54,10
2	1,2	0	2,25	2,08	0,45	2,68	0,55	15,55	55,39
0						0			0,00
0						0			0,00
0						0			0,00
0						0			0,00

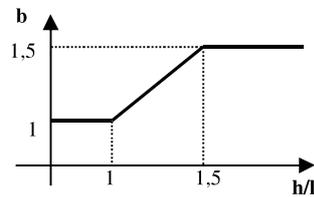
Simbologia



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	0,918	1,000
2	1,082	1,082
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000



Calcolo rigidezza della parete

G	t	l	h	A	E	K
---	---	---	---	---	---	---

	N/mm <sup>2</sup>	m	m	m	m <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	KN/m
1	356,6	0,55	2,45	2,25	1,3475	1328,5	149723,5
2	356,6	0,55	2,08	2,25	1,144	1328,5	119749,1
0		0	0	0	0		0,0
0		0	0	0	0		0,0
0		0	0	0	0		0,0
0		0	0	0	0		0,0
RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)							269472,6393

### Calcolo resistenza dei singoli maschi murari

	$\tau_o$	$f_d$	$\sigma_o$	$V_t$	$V_{pf}$	$V_u$	$\delta_e$	tipo di rottura	$\mu$	$\delta_u$	$\delta_{u,max}$
	N/cm <sup>2</sup>	N/cm <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN	KN	KN	mm			mm	mm
1	4,605	112,5	54,10	124,30	74,90	74,90	0,500	pressoflessione	3	1,501	13,500
2	4,605	112,5	55,39	98,06	55,18	55,18	0,461	pressoflessione	3	1,382	13,500
0			0,00	0,00	0,00	0,00	0,000			0,000	0,000
0			0,00	0,00	0,00	0,00	0,000			0,000	0,000
0			0,00	0,00	0,00	0,00	0,000			0,000	0,000
0			0,00	0,00	0,00	0,00	0,000			0,000	0,000

$\tau_o$  = resistenza a taglio della muratura

$f_d$  = resistenza a compressione della muratura

$\sigma_o$  = tensione media verticale nella muratura

$V_t$  = resistenza a taglio per trazione (fessurazione diagonale)

$V_{pf}$  = resistenza a taglio per pressoflessione

$V_u$  = resistenza a taglio del maschio murario (minimo valore tra  $V_t$  e  $V_{pf}$ )

$\delta_e$  = spostamento del maschio murario al limite elastico

$\delta_u$  = spostamento del maschio murario al limite ultimo

$\delta_{u,max}$  = valore max = 0,4%\*h nel caso di rottura a taglio e 0,6%\*h nel caso di rottura per pressoflessione

### Calcolo resistenza della parete

Spostamento della parete al limite di rottura	mm	1,382
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	74,90
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 2	KN	55,18
		0,00
		0,00
		0,00
		0,00
<b>TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE</b>	<b>KN</b>	<b>130,08</b>

VERIFICHE
-----------

a) *La rigidezza finale della parete non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale*

Max decremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale) 

15	%
----	---

Max incremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale) 

15	%
----	---

$K_{in}$ (KN/m)	336756,9826
$K_{fin}$ (KN/m)	269472,6393

variazione percentuale:	<b>-20</b> %
-------------------------	--------------

*La verifica NON è soddisfatta; occorre pertanto un intervento di rinforzo*

c) *Lo spostamento ultimo della parete nello stato finale non deve essere inferiore a quello nello stato iniziale*

$\delta_{u, in}$ (mm)	1,26
$\delta_{u, fin}$ (mm)	1,3824

*La verifica risulta pertanto soddisfatta*

PIANO: SOTTOTETTO

PARETE N° 1

DIMENSIONAMENTO DEI TELAI METALLICI

Acciaio: s275

$f_{yk} =$	275,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	430,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di rottura
$\gamma_{M0} =$	1,05		coefficiente parziale di sicurezza
$E =$	210000	N/mm <sup>2</sup>	modulo elastico

Numero di telai da inserire nella parete 2

$H_{\text{telaio}}$ (cm)	205
$K_{\text{ric}}$ (KN/m) :	16770,8
$J_{x,\text{pieidr}}$ (cm <sup>4</sup> )	1433,4

(Altezza media dei telai)

(Rigidezza richiesta ai telai)

(Momento d'inerzia minimo di un piedritto)

$n$	nome	tipo piedritto	$H$ (cm)	$W_x$ (cm <sup>3</sup> )	$J_x$ (cm <sup>4</sup> )	$K_T$ (KN/m)	$M_{el}$ (KNcm)	$d$ (mm)	$F_T$ (KN)	$F_u$ (KN)
1	Telaio 1	2 HEA200	205	389	3692	21598,9	10188,10	9,20	29,86	198,79
2	Telaio 2	2 HEA200	205	389	3692	21598,9	10188,10	9,20	29,86	198,79
0						0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
0						0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
0						0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
0						0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>TOTALI</b>						<b>43197,7</b>			<b>59,72</b>	<b>397,58</b>

Legenda:

$n$  tipo piedritto: numero e tipo di profilati con i quali è realizzato ciascun piedritto (due piedritti per ogni telaio)

$H$ : altezza del piedritto in cm

$W_x$  piedritto: modulo di resistenza elastico del piedritto

$J_x$  piedritto: momento d'inerzia del piedritto

$K_T$ : rigidezza del telaio

$M_{el}$ : momento al limite elastico del piedritto

$d$ : spostamento in sommità al limite elastico del piedritto

$F_T$ : contributo tagliante fornito dal telaio in corrispondenza dello spostamento ultimo della parete

$F_u$ : taglio ultimo del telaio, in corrispondenza della formazione della prima cerniera plastica

VERIFICHE
-----------

*a) La rigidezza finale (maschi murari + telai) non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale*

Max decremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale) 

15	%
----	---

Max incremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale) 

15	%
----	---

$K_{in}$ (KN/m)	336756,98
$K_{fin}$ (KN/m)	312670,34

variazione percentuale:	-7,15 %
-------------------------	---------

*La verifica è pertanto soddisfatta*

*c) Lo spostamento ultimo della parete nello stato finale non deve essere inferiore a quello nello stato iniziale*

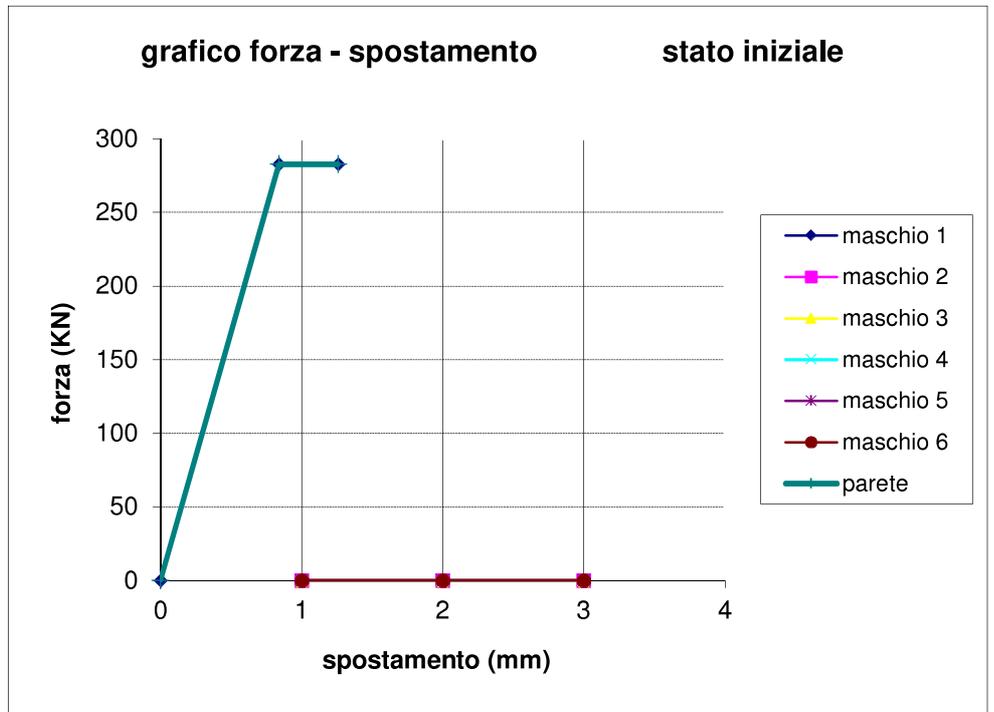
$\delta_{u, in}$ (mm)	1,260
$\delta_{u, fin}$ (mm)	1,382

*La verifica risulta pertanto soddisfatta*

GRAFICI TAGLIO - SPOSTAMENTO

**Stato Iniziale**

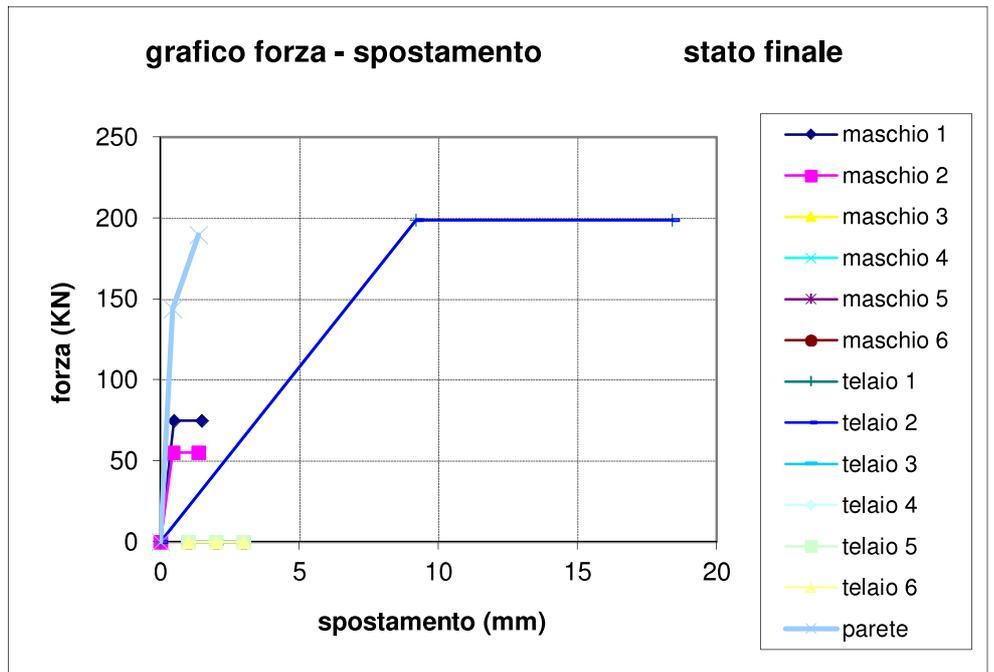
	$V_t$	$\delta$
maschio 1	0	0
	282,6	0,84
	282,6	1,26
maschio 2	0	
maschio 3		
maschio 4		
maschio 5		
maschio 6		
parete	0	0
	282,64	0,84
	282,64	1,26



GRAFICI TAGLIO - SPOSTAMENTO

**Stato Finale**

	$V_t$	$\delta$
maschio 1	0	0
	74,9	0,50
	74,9	1,50
maschio 2	0	0
	55,18	0,46
	55,18	1,38
maschio 3		
maschio 4		
maschio 5		
maschio 6		
telaio 1	0	0
	198,79	9,20
	198,8	18,41
telaio 2	0	0
	198,79	9,20
	198,8	18,41
telaio 3		
telaio 4		
telaio 5		
telaio 6		
parete	0	0
	144,08	0,46
	189,79	1,38



PIANO: **SOTTOTETTO**

PARETE N° **1**

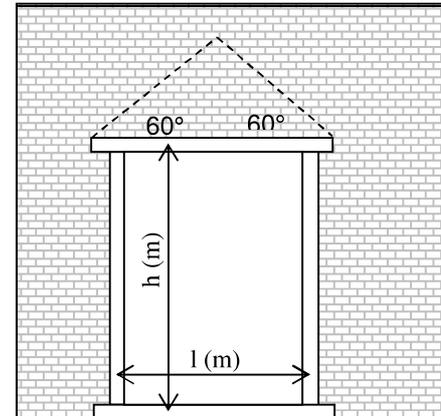
**VERIFICA DEI TELAI METALLICI**

**TELAIO N. 1**

luce telaio l	1,3	m
altezza telaio h	2,05	m

Tipo di acciaio **s275**

$f_{yk} =$	275,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	430,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di rottura
$\gamma_{M0} =$	1,05		coefficiente parziale di sicurezza
$E =$	210000	N/mm <sup>2</sup>	modulo elastico



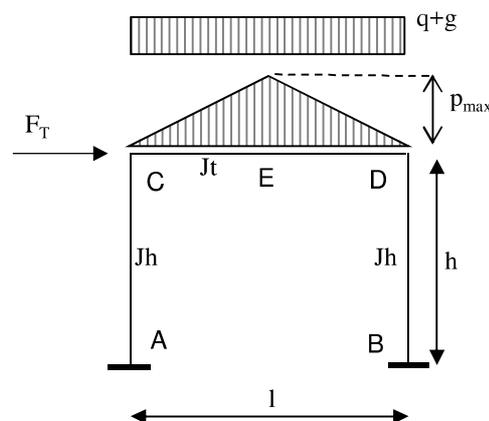
Analisi dei carichi agenti sul telaio

			carichi permanenti		carichi variabili	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)
	m	m	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>
solaio sovrastante	2,62	0,6	3,5	3,5	1,5	1,5

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
5,635	2,415

	spessore	massa vol.	$p_{max}$ (KN/m)
	(m)	(KN/m <sup>3</sup> )	
muro sovrastante	0,55	15,55	9,62

Schema statico:



Totale carichi permanenti  $g =$  10,44 KN/m

coeff. parziale di sicurezza  $\gamma_G =$  1,5

Totale carichi variabili  $q =$  2,415 KN/m

coeff. parziale di sicurezza  $\gamma_Q =$  1,5

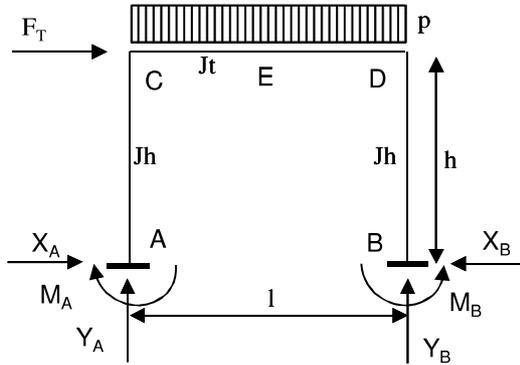
Combinazione di carico ( $g_x\gamma_G + q_x\gamma_Q$ ) =	19,29	KN/m
--	-------	------

<b>Traverso</b>	tipo	HEA	200	$J_x = 3692$	cm <sup>4</sup>	numero profili	1
<b>Piedritto</b>	tipo	HEA	200	$J_x = 3692$	cm <sup>4</sup>	numero profili	1

p (KN/m)	19,29
F <sub>T</sub> (KN)	29,86
l (m)	1,3
h (m)	2,05
Jt (cm <sup>4</sup> )	3692
Jh (cm <sup>4</sup> )	3692

K = 1,57692
-------------

$K = Jt \cdot h / (Jh \cdot l)$



Reazioni vincolari

	dovute a p	dovute a F <sub>T</sub>	sovrap.	
X <sub>A</sub>	1,111	-14,930	-13,819	KN
Y <sub>A</sub>	12,537	-21,293	-8,756	KN
M <sub>A</sub>	0,759	-16,77	-16,01	KNm
X <sub>B</sub>	1,111	14,930	16,041	KN
Y <sub>B</sub>	12,537	21,293	33,830	KN
M <sub>B</sub>	0,759	16,766	17,525	KNm

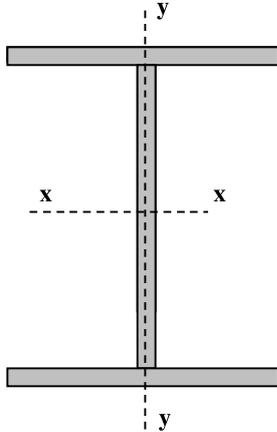
### Sollecitazioni di calcolo

	asta AC		asta CD			asta BD	
	A	C	C	D	E	B	D
M <sub>Ed</sub> (KNm)	-16,01	12,32	12,32	-15,36	2,56	17,53	-15,36
V <sub>Ed</sub> (KN)	13,82	13,82	-8,76	-33,83	-21,29	16,04	16,04
N <sub>Ed</sub> (KN)	8,76	8,76	-16,04	-16,04	-16,04	-33,83	-33,83

**PIEDRITTI**

Piedritti tipo HEA  
200

Numero di profili per ogni piedritto: 1



valori del singolo profilo	A =	53,88	cm <sup>2</sup>	area lorda del profilo
	b =	200	mm	larghezza delle ali
	t <sub>f</sub> =	10	mm	spessore delle ali
	t <sub>w</sub> =	6,5	mm	spessore dell'anima
	r =	18	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	190	mm	altezza del profilo

E =	210000	N/mm <sup>2</sup>	modulo elastico
W <sub>pl,x</sub> =	429,5	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
W <sub>el,x</sub> =	388,6	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
W <sub>el,y</sub> =	133,6	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
J <sub>x</sub> =	3692	cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia del singolo profilo
A <sub>v</sub> =	18,13	cm <sup>2</sup>	area resistente al taglio (A <sub>v</sub> = A-2b*t <sub>f</sub> +(t <sub>w</sub> +2*r)*t <sub>f</sub> )

Tipo di acciaio s275

f <sub>yk</sub> =	275,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di snervamento
f <sub>tk</sub> =	430,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di rottura
γ <sub>M0</sub> =	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

$$\epsilon = 0,9244 \quad \epsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$$

Azione di compressione

Ala	c/t =	7,88	classe	1
Anima	c/t =	20,62	classe	1

classe per azione di compressione: 1

Azione di flessione

Ala	c/t =	7,88	classe	1
Anima	c/t =	20,62	classe	1

classe per azione di flessione: 1

Azione di pressoflessione

Ala	c/t =	7,88	classe	1
Anima	c/t =	20,62	classe	1

classe per azione di pressoflessione: 1

c = 134,0

α = 0,57

$x = 18,93$

$\psi = -0,76$

$$\begin{aligned} 396\varepsilon/(13\alpha-1) &= 57,037 \\ 36\varepsilon/\alpha &= 58,321 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 456\varepsilon/(13\alpha-1) &= 65,679 \\ 41,5\varepsilon/\alpha &= 67,231 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 42\varepsilon/(0,67+0,33\psi) &= 92,297 \\ 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{-\psi} &= 87,463 \end{aligned}$$

verifica la classe      1  
verifica la classe      2  
verifica la classe      3

Classe di appartenenza del profilo	<b>1</b>	(azione di pressoflessione)
------------------------------------	----------	-----------------------------

(per profili IPE o HE → per l'ala:  $c = b - t_w - 2 \cdot r$      $t = t_f$  ; per l'anima:  $c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r$      $t = t_w$  )

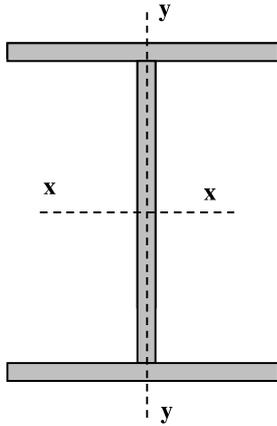
**TRAVERSI**

Traverso tipo

HEA  
200

Numero di profili per il traverso:

1



valori del singolo profilo	A =	53,88	cm <sup>2</sup>	area lorda del profilo
	b =	200	mm	larghezza delle ali
	t <sub>f</sub> =	10	mm	spessore delle ali
	t <sub>w</sub> =	6,5	mm	spessore dell'anima
	r =	18	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	190	mm	altezza del profilo

E =	210000	N/mm <sup>2</sup>	modulo elastico
W <sub>pl,x</sub> =	429,5	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
W <sub>el,x</sub> =	388,6	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
W <sub>el,y</sub> =	133,6	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
J <sub>x</sub> =	3692	cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia del singolo profilo
A <sub>v</sub> =	18,13	cm <sup>2</sup>	area resistente al taglio (A <sub>v</sub> = A-2b*t <sub>f</sub> +(t <sub>w</sub> +2*r)*t <sub>f</sub> )

Tipo di acciaio

S275

f <sub>yk</sub> =	275,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di snervamento
f <sub>tk</sub> =	430,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di rottura
γ <sub>M0</sub> =	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

$$\epsilon = 0,9244 \quad \epsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$$

Azione di compressione

Ala	c/t =	7,88	classe	1
Anima	c/t =	20,62	classe	1

classe per azione di compressione: 1

Azione di flessione

Ala	c/t =	7,88	classe	1
Anima	c/t =	20,62	classe	1

classe per azione di flessione: 1

Azione di pressoflessione

Ala	c/t =	7,88	classe	1
Anima	c/t =	20,62	classe	1

classe per azione di pressoflessione: 1

c = 134,0

α = 0,53

$$x = 8,97$$

$$\psi = -0,86$$

$$\begin{aligned} 396\varepsilon/(13\alpha-1) &= 61,676 \\ 36\varepsilon/\alpha &= 62,38 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 456\varepsilon/(13\alpha-1) &= 71,021 \\ 41,5\varepsilon/\alpha &= 71,911 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 42\varepsilon/(0,67+0,33\psi) &= 100,52 \\ 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{-\psi} &= 98,849 \end{aligned}$$

verifica la classe      1  
verifica la classe      2  
verifica la classe      3

Classe di appartenenza del profilo	<b>1</b>	(azione di pressoflessione)
------------------------------------	----------	-----------------------------

(per profili IPE o HE → per l'ala:  $c = b - t_w - 2 \cdot r$      $t = t_f$  ; per l'anima:  $c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r$      $t = t_w$  )

## Resistenze di calcolo

### Piedritti

$M_{c,Rd} =$	112,49 KNm	Resistenza di calcolo a flessione
$V_{c,Rd} =$	274,15 KN	Resistenza di calcolo a taglio
$N_{c,Rd} =$	1411,1 KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale

### Traverso

$M_{c,Rd} =$	112,49 KNm	Resistenza di calcolo a flessione
$V_{c,Rd} =$	274,15 KN	Resistenza di calcolo a taglio
$N_{c,Rd} =$	1411,1 KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale

## Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica nella sezione

### Piedritti

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,0585 \quad \leq 0,5 : \text{ si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0,000 \quad \text{Percentuale di riduzione della tensione di snervamento (interazione T-M)}$$

$$(A - 2bt_f)/A = 0,2576$$

$$a = 0,258 \quad a = (A-2bt_f)/A \text{ se } \leq 0,5 \text{ altrimenti } a = 0,5$$

sezione	$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$	$M_{N,y,Rd}$	$M_{Ed}$	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica $M_{N,y,Rd}/M_{Ed} \geq 1$
A	0,0062049	112,4880952	112,4880952	-16,0	7,03	<b>verificato</b>
C	0,0062049	112,4880952	112,4880952	12,3	9,13	<b>verificato</b>
B	0,0239735	112,4880952	112,4880952	17,5	6,42	<b>verificato</b>
D	0,0239735	112,4880952	112,4880952	-15,4	7,32	<b>verificato</b>

### Traverso

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,1234 \quad \leq 0,5 : \text{ si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0,000 \quad \text{Percentuale di riduzione della tensione di snervamento (interazione T-M)}$$

$$(A - 2bt_f)/A = 0,2576$$

$$a = 0,258 \quad a = (A-2bt_f)/A \text{ se } \leq 0,5 \text{ altrimenti } a = 0,5$$

sezione	$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$	$M_{N,y,Rd}$	$M_{Ed}$	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
C	0,0113676	112,4880952	112,4880952	12,3	9,13	<b>verificato</b>
D	0,0113676	112,4880952	112,4880952	-15,4	7,32	<b>verificato</b>
E	0,0113676	112,4880952	112,4880952	2,6	44,01	<b>verificato</b>

$$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} * f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)

$$(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,y} * f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)

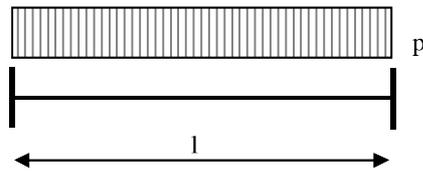
$$(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A * f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)

$$(V_{c,Rd} = A_v * f_{yk} / (\sqrt{3} * \gamma_{M0}))$$

Resistenza di calcolo a taglio

**Verifiche allo SLE (deformabilità) del traverso**



$p = 19,29$  KN/m

$l = 1,3$  m

$M_{Ed} = 4,07$  KNm

$M_{el} = 101,78$  KNm      Momento al limite elastico ( $W_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_0$ )

La trave si trova in fase elastica in quanto  $M_{ed} < M_{el}$

A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.

Totale carichi permanenti       $g = 10,44$  KN/m      coeff. parziale di sicurezza       $\gamma_G = 1,5$

Totale carichi variabili       $q = 2,415$  KN/m      coeff. parziale di sicurezza       $\gamma_Q = 1,5$

Combinazione di carico ( $g \gamma_G + q \gamma_Q$ ) =  $19,29$  KN/m

$\delta_c$ (mm) =	0	monta iniziale della trave
$\delta_1$ (mm) =	0,05	spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti
$\delta_2$ (mm) =	0,01	spostamento elastico dovuto ai carichi variabili
$\delta_{max}$ (mm) =	0,06	spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$

Valori limite

$\delta_{max} / L = 1/k$        $k = 400$

$\delta_2 / L = 1/k$        $k = 500$

$\tilde{\delta}_{max, LIM} = 3,250$  mm

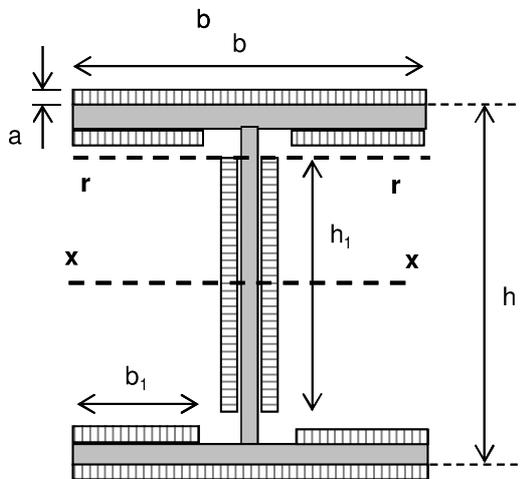
$\delta_{2, LIM} = 2,600$  mm

$\tilde{\delta}_{max} <$  del valore limite **\_\_ VERIFICATO**

$\delta_2 <$  del valore limite **\_\_ VERIFICATO**

## VERIFICA COLLEGAMENTO SALDATO PIEDRITTO - TRAVERSO

verifiche collegamenti saldati in sommità del piedritto e alla base (collegamento piedritto - piastra di base)  
saldature con cordoni d'angolo



b =	200	mm
b <sub>1</sub> =	78	mm
h <sub>1</sub> =	134	mm
h =	190	mm
s =	6	mm
spessore cordone		
a =	4,243	mm
sezione di gola		

V <sub>Ed</sub> =	16,041	KN
N <sub>Ed</sub> =	33,83	KN
M <sub>Ed</sub> =	17,525	KNm

f<sub>yk</sub> = 275,00 tensione caratteristica di snervamento  
 β<sub>1</sub> = 0,7 acciaio s275  
 β<sub>2</sub> = 0,85 acciaio s275

Le caratteristiche geometriche sotto riportate, tengono conto della riduzione dei cordoni di saldatura dovuta alla presenza di più profili che ostacolano la realizzazione dei cordoni stessi sull'intero perimetro di ciascun profilo.

J<sub>x</sub> = 2850,7 cm<sup>4</sup> momento di inerzia della sezione resistente delle saldature  
 A = 41,6 cm<sup>2</sup> area della sezione resistente delle saldature  
 W<sub>x</sub> = 287,2 cm<sup>3</sup> modulo di resistenza elastico  
 S<sub>r</sub> = 137,26 cm<sup>3</sup> momento statico rispetto all'asse x della parte di sezione staccata dall'asse r

### cordoni d'anima

Si considera la sezione di gola in posizione ribaltata

n<sub>⊥</sub> = 4,933 KN/cm<sup>2</sup> tensione normale perpendicolare all'asse del cordone  
 t<sub>⊥</sub> = 0,000 KN/cm<sup>2</sup> tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone  
 τ<sub>∥</sub> = 0,910 KN/cm<sup>2</sup> tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

Per la verifica deve risultare:  $(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$  e  $|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$

$$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} = 5,02 \text{ KN/cm}^2$$

$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$	<b>verificato</b>
--	-------------------

$$\beta_1 \cdot f_{yk} = 19,25 \text{ KN/cm}^2$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| = 4,93 \text{ KN/cm}^2$$

$ n_{\perp}  +  t_{\perp}  \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$	<b>verificato</b>
---	-------------------

$$\beta_2 \cdot f_{yk} = 23,375 \text{ KN/cm}^2$$

### cordoni d'ala

Si considera la sezione di gola in posizione ribaltata

$$\begin{aligned}n_{\perp} &= 6,915 \text{ KN/cm}^2 \text{ tensione normale perpendicolare all'asse del cordone} \\t_{\perp} &= 0,000 \text{ KN/cm}^2 \text{ tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone} \\ \tau_{\parallel} &= 0,000 \text{ KN/cm}^2 \text{ tensione tangenziale parallela all'asse del cordone}\end{aligned}$$

Per la verifica deve risultare:  $(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$  e  $n_{\perp} / t_{\perp} \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$

$$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} = 6,91 \text{ KN/cm}^2$$

$$\beta_1 \cdot f_{yk} = 19,25 \text{ KN/cm}^2$$

$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$	<b>verificato</b>
--	-------------------

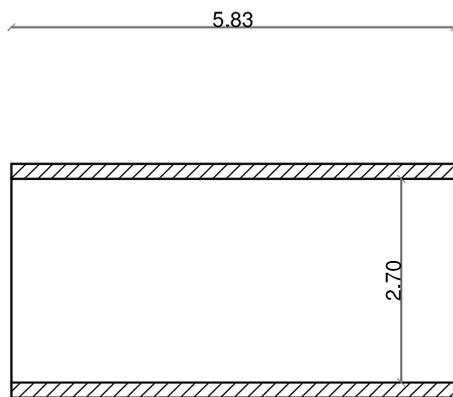
$$n_{\perp} / t_{\perp} = 6,91 \text{ KN/cm}^2$$

$$\beta_2 \cdot f_{yk} = 23,375 \text{ KN/cm}^2$$

$n_{\perp} / t_{\perp} \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$	<b>verificato</b>
---	-------------------

SCHEMI SETTI DI CALCOLO  
scala 1:100

STATO ATTUALE



STATO MODIFICATO

