
STUDIO DI
SISTEMI DI SICUREZZA
CONTRO LE CADUTE DALL'ALTO

ESECUTIVO MONTANTE E SERPENTINA
SCHEMA PER PROVA DI CADUTA

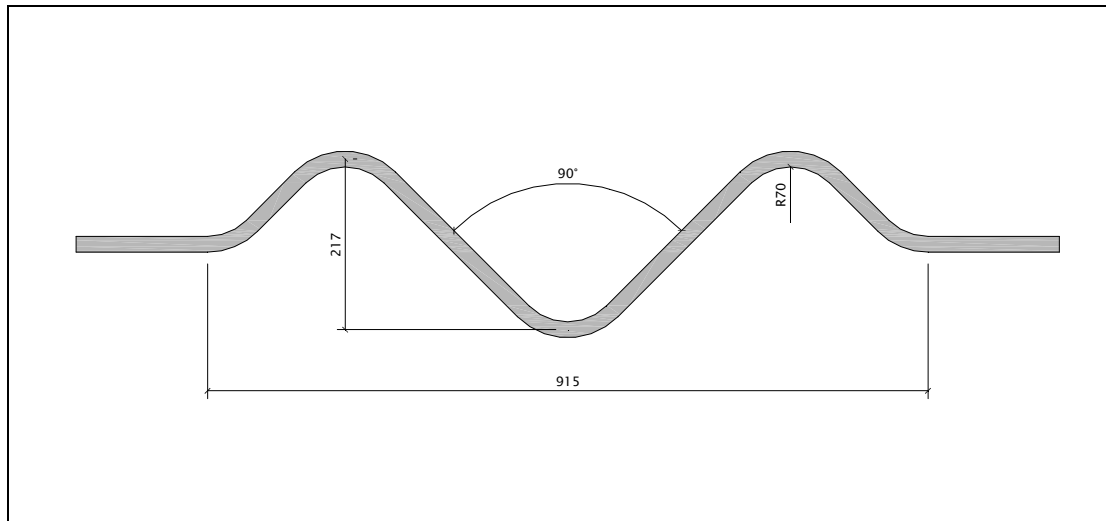


1 INDICE

1	INDICE	3
2	INTRODUZIONE	5
3	DISSIPATORE A SERPENTINA.....	5
3.1	VERIFICA SECONDO UNI EN 795	8
4	ARTICOLAZIONE SOMMITALE MONTANTE	11
5	SISTEMA DI FISSAGGIO ALLA STRUTTURA IN C.A. – SOLUZIONE CON PIASTRA TASSELLATA	13
5.1	CARATTERIZZAZIONE STRUTTURALE DEL FISSAGGIO.....	13
5.2	RESISTENZA A TRAZIONE	13
5.2.1	<i>Cedimento dell'acciaio</i>	13
5.2.2	<i>Cedimento per sfilamento dell'ancorante</i>	14
5.2.3	<i>Cedimento con cono di calcestruzzo</i>	14
5.2.4	<i>Cedimento con frattura del calcestruzzo</i>	14
5.2.5	<i>Carico resistente di progetto</i>	14
5.3	RESISTENZA A TAGLIO	14
5.3.1	<i>Cedimento dell'acciaio</i>	14
5.3.2	<i>Rottura per estrazione con leva</i>	14
5.3.3	<i>Cedimento del bordo di calcestruzzo.....</i>	15
5.3.4	<i>Carico resistente di progetto</i>	15
5.4	RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO	15
5.5	VERIFICHE DI RESISTENZA TIRAFONDI.....	16
5.6	VERIFICA DI RESISTENZA PIASTRA DI BASE.....	21
6	SISTEMA DI FISSAGGIO ALLA STRUTTURA IN C.A. – CONTROTUBO ANNEGATO NEL PILASTRO	22
7	SERPENTINA.....	24
8	SCHEMA PER L'ESECUZIONE DELLA PROVA DI CADUTA.....	26

2 INTRODUZIONE

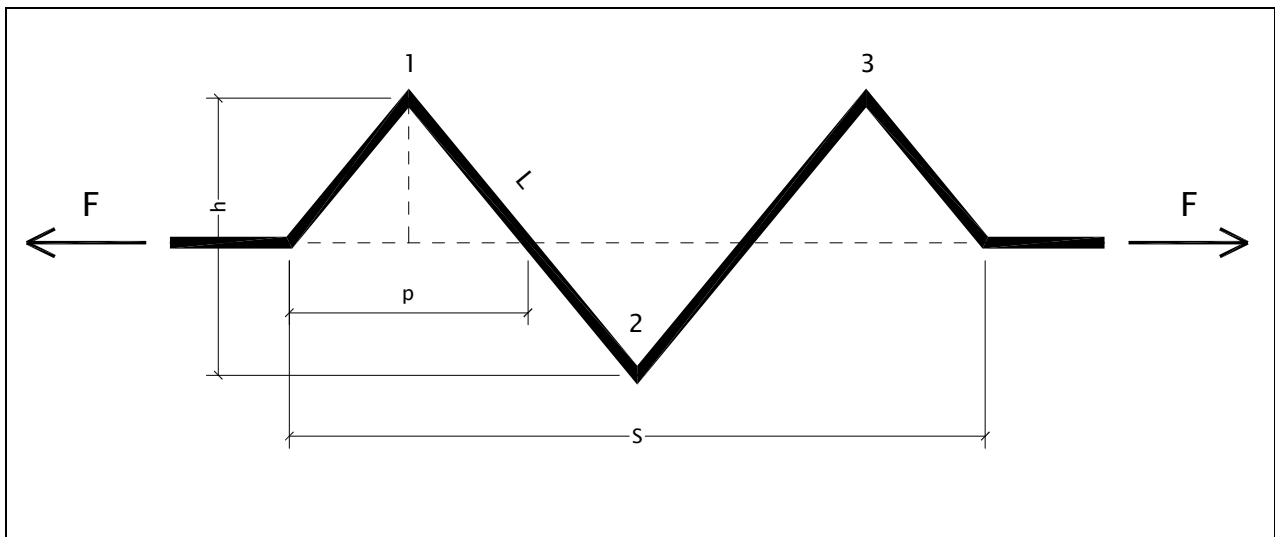
3 DISSIPATORE A SERPENTINA



Si analizza una serpentina realizzata sagomando un tondino di acciaio.

Durante la caduta del corpo la serpentina viene sottoposta a trazione; nei gomiti si creano delle cerniere plastiche che, deformandosi, dissipano energia. La forza resistente della serpentina tende ad aumentare man mano che gli angoli di piega crescono, evitando così che, anche in caso di energie maggiori, si possa generare un meccanismo di deformazione progressiva o di rottura.

Lo schema teorico di calcolo è quello della figura seguente, in cui si realizzano 3 cerniere plastiche.



Indicando con:

$$p = S/n_g$$

dove:

S sviluppo totale della serpentina

n_g numero dei gomiti

p passo iniziale della serpentina

h altezza della serpentina

La lunghezza della diagonale (che rimane costante durante la deformazione) sarà:

$$L = \sqrt{p^2 + h^2}$$

Applicando un allungamento alle estremità della serpentina ΔS , l'altezza h si riduce secondo la seguente relazione:

$$h' = \sqrt{L^2 - \left(p + \frac{\Delta S}{n_g}\right)^2}$$

Conseguentemente ipotizzando che il momento resistente rimanga invariato, si può ricavare la forza resistente della serpentina

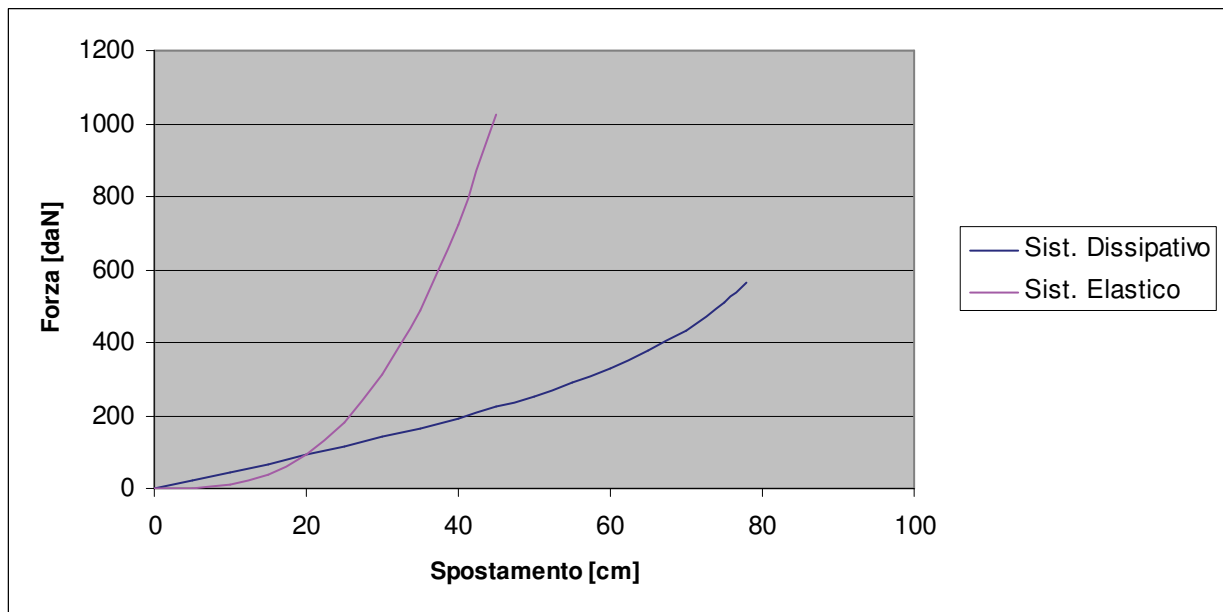
$$F = \frac{M_u}{h'/2}$$

è da osservare che aumentando la deformazione, h' diminuisce e conseguentemente F aumenta.

E' infine possibile trovare un legame tra l'abbassamento e la forza F_0 attraverso le relazioni (1) e (2) precedentemente ricavate.

ESEMPIO

$\varnothing =$	20	mm	diametro della barra
h =	22	cm	altezza iniziale serpentina
$n_g =$	3		numero gomiti
S =	92	cm	lunghezza della serpentina
p =	30.7	cm	passo
L =	37.7	cm	lunghezza diagonale
$f_y =$	3700	daN/cm ²	tensione di snervamento dell'acciaio
$W_{pl} =$	1.33	cm ³	modulo di resistenza plastico
$M_{pl} =$	4933	daNcm	momento plastico
$\Delta S =$	14.7	cm	allungamento
h' =	12.7	cm	altezza serpentina a seguito dell'allungamento
$T_F =$	780	daN	trazione nella fune
DM =	400	cm	distanza tra i montanti
$\delta =$	78	cm	abbassamento della fune
F =	567	kg	vorza verticale applicata



Nei calcoli effettuati si è trascurata la deformazione elastica della serpentina, che abbassa leggermente il valore dell'energia dissipata; è possibile approfondire ulteriormente l'analisi per tenerne conto.

L'energia dissipata dal sistema (integrale del diagramma forza – spostamento), per un abbassamento di 78 cm vale 1,80 kJ.

Considerando la massa del corpo in caduta pari a 90 daN si ottiene un'altezza potenziale di

$$H_{pot} = 1.80/0.90 = 2.00 \text{ m}$$

L'altezza libera di caduta del corpo vale

$$H_{cad} = 2.00 - 0.72 = 1.22 \text{ m}$$

La tabella seguente permette di confrontare il comportamento dei sistemi elastico e dissipativo:

Parametro	Sist. Elastico	Sist. Dissipativo	Differenza %
Altezza di arresto (*) [cm]	48	78	+ 63%
Forza sull'operatore [daN]	1200	567	- 53%
Forza nella fune [daN]	2595	780	- 70%

(*) a parità di altezza di caduta libera

Verifica tipologie montanti (pressoflessione, metodo ω):

TF	780	daN
δ	78	cm

Montante									
Sezione	Area	E	Wp	J	i	H	λ	ω	DM
	cmq	daN/cmq	cmc	cm ⁴	cm	cm			cm
7 scatolare 60*60*8	16	2100000	30.40	69.70	2.09	100	95.82	2.41	400
8 scatolare 60*60*6.3	13.1	2100000	26.00	61.60	2.17	100	92.23	2.31	400

Sezione	Montanti	δ	α	TF	Fx	Fz	c	σ	
		cm	rad	daN	daN	daN		daN/cmq	daN/cmq
7 scatolare 60*60*8	2	78	0.372	780	727	283	0.999	2435	< 2934
8 scatolare 60*60*6.3	2	78	0.372	780	727	283	0.999	2847	< 2934

3.1 VERIFICA SECONDO UNI EN 795

Si vuole determinare quale altezza di caduta è in grado di esercitare una forza di arresto di 1200 daN sul sistema con dissipatore $\varnothing 20$ a 5 gomiti (diametro del mandrino di piegatura = 14 cm pari a $7\varnothing$). Utilizzando la procedura di calcolo sopra esposta, si ottengono i seguenti risultati:

ϕ =	20	mm	diametro della barra
h =	22	cm	altezza serpentina iniziale
n_g =	5		numero gomiti
S =	92	cm	lunghezza del sistema
p =	18.4	cm	passo
L =	28.7	cm	lunghezza diagonale
f_y =	3700	kg/cm ²	snervamento dell'acciaio
W_{pl} =	1.33	cm ³	modulo di resistenza plastico
M_{pl} =	4933	kg cm	momento plastico
ΔS =	43.6	cm	allungamento
h' =	9.4	cm	altezza serpentina a seguito dell'allungamento
T_F =	1055	kg	trazione nella fune
D_m =	400	cm	distanza tra i montanti
δ =	139	cm	abbassamento della fune
F =	1204	kg	forza verticale traente

Un abbassamento verticale di 139 cm corrisponde ad una forza di arresto di 1204 daN.

Trascurando l'allungamento della fune e la deformazione orizzontale dei montanti, si ottengono le seguenti verifiche di resistenza:

TF	1055	daN
δ	140	cm

Montante										
Sezione	Area	E	Wp	J	i	H	λ	ω	DM	
	cmq	daN/cmq	cmc	cm ⁴	cm	cm			cm	
7	scatolare 60*60*8	16	2100000	30.40	69.70	2.09	100	95.82	2.41	400
8	scatolare 60*60*6.3	13.1	2100000	26.00	61.60	2.17	100	92.23	2.31	400

Sezione	Montanti	δ	α	TF	Fx	Fz	c	σ	
		cm	rad	daN	daN	daN		daN/cmq	
7	scatolare 60*60*8	2	140	0.611	1055	864	605	0.998	2939
8	scatolare 60*60*6.3	2	140	0.611	1055	864	605	0.998	3437

< 2934

Si ritiene che il risultato ottenuto con lo scatolare 60*60*8 sia soddisfacente in quanto la deformazione della fune e quella del montante contribuiscono a ridurre le azioni sul montante stesso.

Volendo realizzare un dissipatore con la stessa tecnologia (tondino di armatura piegato) di dimensioni e peso inferiori, si considera la seguente serpentina: $\varnothing 14$ a 5 gomiti con diametro del mandrino di piegatura = 5.6 cm pari a $4\varnothing$.

ϕ =	14	mm	diametro della barra
h =	15	cm	altezza serpentina iniziale
n_g =	5		numero gomiti
S =	42	cm	lunghezza del sistema
p =	8.4	cm	passo
L =	16.3	cm	lunghezza diagonale
f_y =	3700	kg/cm ²	snervamento dell'acciaio
W_{pl} =	0.46	cm ³	modulo di resistenza plastico
M_{pl} =	1692	kg cm	momento plastico
ΔS =	38.2	cm	allungamento
dl =	7.6	cm	
p2 =	16.0	cm	
h' =	3.0	cm	altezza serpentina a seguito dell'allungamento
T_F =	1115	kg	trazione nella fune
D_m =	400	cm	distanza tra i montanti
δ =	137	cm	abbassamento della fune
F =	1182	kg	forza verticale traente

Un abbassamento verticale di 137 cm corrisponde ad una forza di arresto di 1182 daN.

Trascurando l'allungamento della fune e la deformazione orizzontale dei montanti, si ottengono le seguenti verifiche di resistenza:

TF	1055	daN
δ	140	cm

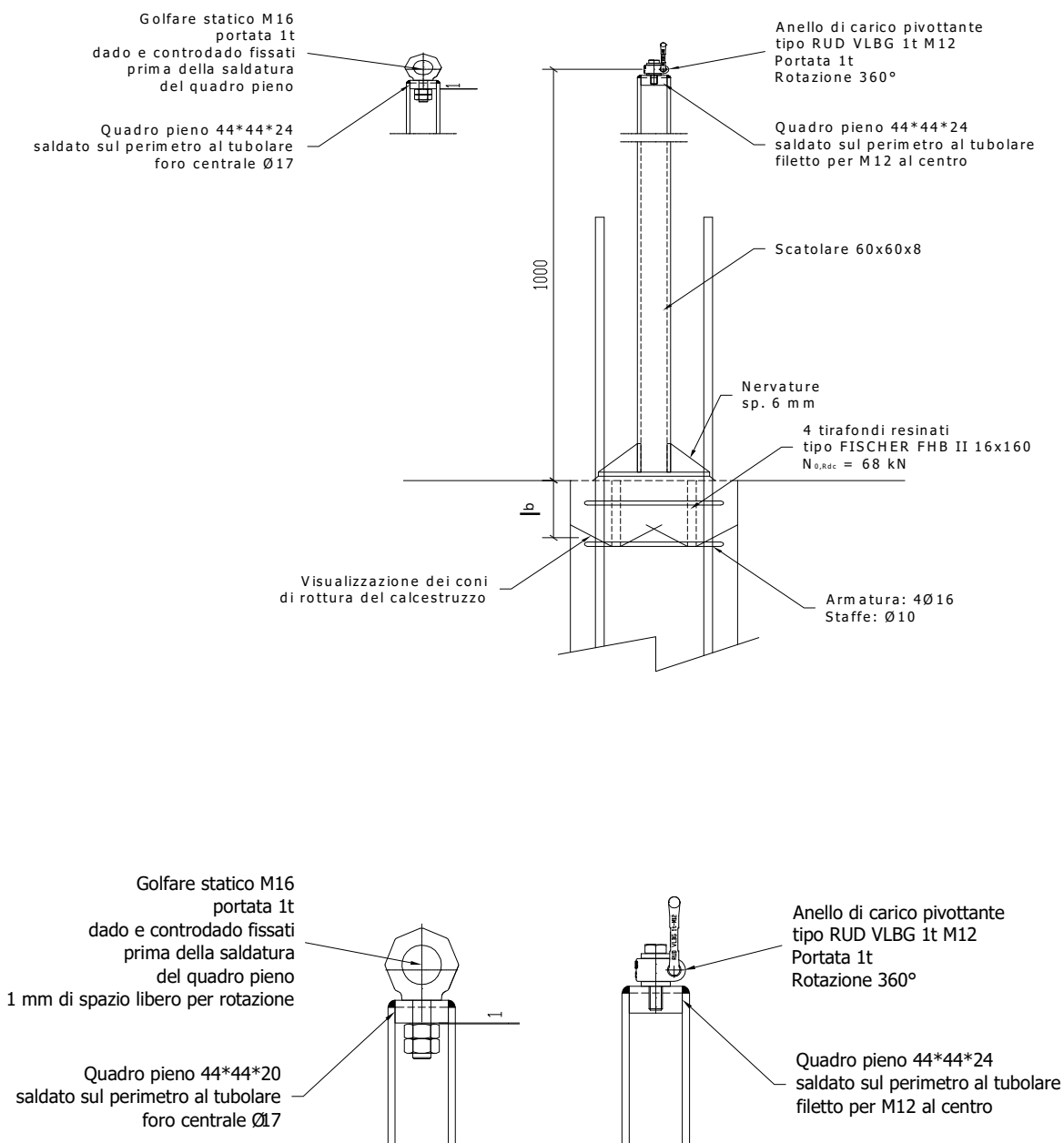
Montante										
Sezione	Area	E	Wp	J	i	H	λ	ω	DM	
	cmq	daN/cmq	cmc	cm ⁴	cm	cm			cm	
7	scatolare 60*60*8	16	2100000	30.40	69.70	2.09	100	95.82	2.41	400
8	scatolare 60*60*6.3	13.1	2100000	26.00	61.60	2.17	100	92.23	2.31	400

Sezione	Montanti	δ	α	TF	Fx	Fz	c	σ		
		cm	rad	daN	daN	daN		daN/cmq	daN/cmq	
7	scatolare 60*60*8	2	137	0.601	1046	863	591	0.998	2932	< 2934
8	scatolare 60*60*6.3	2	137	0.601	1046	863	591	0.998	3430	

4 ARTICOLAZIONE SOMMITALE MONTANTE

La testa del montante viene realizzata mediante un sistema articolato tale da non risentire della posizione del corpo in caduta, centrando l'azione sul montante.

Il sistema articolato viene fissato mediante un piatto saldato al montante.



5 SISTEMA DI FISSAGGIO ALLA STRUTTURA IN C.A. – SOLUZIONE CON PIASTRA TASSELLATA

Il sistema di fissaggio è influenzato da:

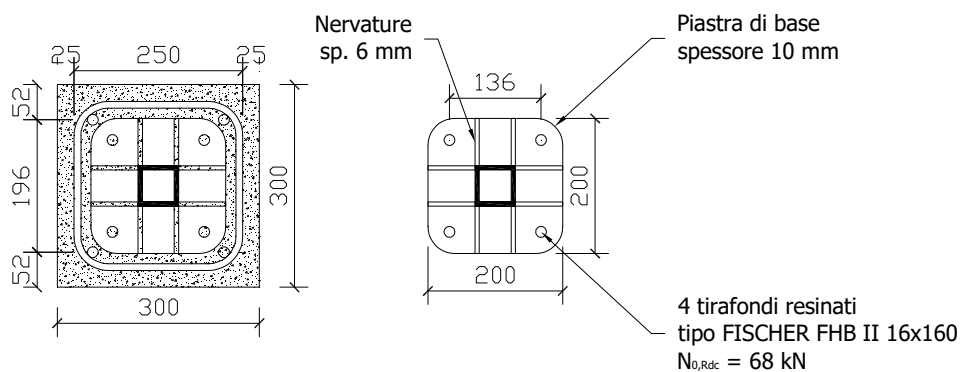
- geometria e tipologia del fissaggio;
- resistenza del calcestruzzo;

5.1 CARATTERIZZAZIONE STRUTTURALE DEL FISSAGGIO

Si considera che il pilastro in c.a. abbia le seguenti caratteristiche:

- sezione 30*30 cm;
- copriferro 2.5 cm sulla staffa;
- staffe $\varnothing 10$;
- armatura 4 $\varnothing 16$.

La piastra di base del montante dovrà avere una dimensione tale da non interferire con le barre di armatura che fuoriescono dal getto del pilastro; di seguito si riporta un dimensionamento possibile.



Il carico di progetto dei tirafondi viene calcolato sulla base delle indicazioni fornite dal manuale *Fischer – L'ancoraggio strutturale nelle costruzioni*.

5.2 RESISTENZA A TRAZIONE

5.2.1 Cedimento dell'acciaio

FHB II 16x160

$N_{Rd,s} = 64.4 \text{ kN}$

5.2.2 Cedimento per sfilamento dell'ancorante

Non rilevante.

5.2.3 Cedimento con cono di calcestruzzo

$$N_{Rd,c} = N^0_{Rd,c} f_{b,N} f_s f_c$$

$$N^0_{Rd,c} = 68 \text{ kN}$$

$$f_{b,N} = 1$$

$$f_s = 0.66 \quad (\text{interasse tirafondi } 150 \text{ mm})$$

$$f_c = 0.53 \quad (\text{distanza dal bordo } 80 \text{ mm})$$

$$N_{Rd,c} = 68 * 0.66 * 0.53 = \mathbf{23.8 \text{ kN}}$$

5.2.4 Cedimento con frattura del calcestruzzo

$$N_{Rd,sp} = N^0_{Rd,c} f_{b,N} f_{s,sp} f_h$$

$$N^0_{Rd,c} = 68 \text{ kN}$$

$$f_{b,N} = 1$$

$$f_{s,sp} = 0.63 \quad (\text{interasse tirafondi } 150 \text{ mm})$$

$$f_h = 1.5 \quad (\text{spessore } > 770 \text{ mm})$$

$$N_{Rd,c} = 68 * 1 * 0.63 * 1.5 = \mathbf{64.2 \text{ kN}}$$

5.2.5 Carico resistente di progetto

$$N_{Rd} = \min [64.4; 23.8; 64.2] = \mathbf{23.8 \text{ kN}}$$

5.3 RESISTENZA A TAGLIO

5.3.1 Cedimento dell'acciaio

FHB II 16x160

$$V_{Rd,s} = \mathbf{45 \text{ kN}}$$

5.3.2 Rottura per estrazione con leva

$$V_{RD,cp} = V^0_{Rd,cp} f_{b,v} f_s f_c$$

$$V^0_{Rd,cp} = 136 \text{ kN}$$

$$f_{b,v} = 1$$

$$f_s = 0.66 \quad (\text{interasse tirafondi } 150 \text{ mm})$$

$$f_c = 0.53 \quad (\text{distanza dal bordo } 80 \text{ mm})$$

$$V_{RD,cp} = 136 * 1 * 0.66 * 0.53 = \mathbf{47.6 \text{ kN}}$$

5.3.3 Cedimento del bordo di calcestruzzo

$$V_{RD,c} = V_{Rd,c}^0 f_{b,v} f_{\alpha,v} f_{sc,v}$$

$$V_{Rd,c}^0 = 7.9 \text{ kN}$$

$$f_{b,v} = 1$$

$\alpha_v = 10^\circ < 55^\circ$ per eccentricità di caduta di 30 cm e distanza tra i montanti 400 cm

$$f_{\alpha,v} = 1$$

$$f_{sc,v} = 0.81 \quad (\text{distanza dal bordo } 80 \text{ mm})$$

$$V_{RD,cp} = 7.9 * 1 * 1 * 0.81 = \mathbf{6.4 \text{ kN}}$$

La rottura per cedimento del calcestruzzo non è significativa se nel pilastro sono presenti le staffe.

5.3.4 Carico resistente di progetto

$$V_{Rd} = \min [45; 47.6; 6.4] = \mathbf{6.4 \text{ kN}}$$

5.4 RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO

Lo sviluppo della resistenza a trazione nel tempo è fortemente influenzato dalle condizioni di maturazione e di essiccazione; in prima approssimazione si può assumere che

$$f_{ctm}(t) = [\beta_{cc}(t)]^\alpha * f_{ctm}$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \{s[1-(28/t)^{1/2}]\}$$

$$s = 0.25$$

t = tempo di maturazione in giorni

$$\alpha = 1 \text{ per } t < 28 \text{ gg}$$

Classe	Tempo	f_{ctm}	$f_{ctk;0.05}$	f_{ctd}
	[gg]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]
C20/25	28	2.60	1.82	1.21
C25/30	14	2.61	1.83	1.22
C30/37	9	2.64	1.85	1.23

La tensione ultima di aderenza vale

$$f_{bd} = 2.25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$$

$$\eta_1 = 0.7 \quad (\text{mediocre aderenza})$$

$$\eta_2 = 1 \quad (\varnothing \leq 32 \text{ mm})$$

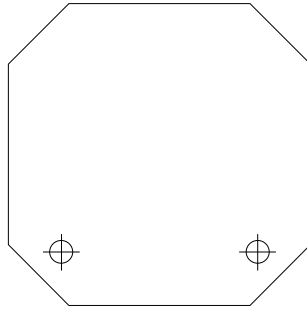
$$f_{bd} = 1.89 \text{ Mpa}$$

5.5 VERIFICHE DI RESISTENZA TIRAFONDI

Si considerano le seguenti azioni di progetto:

1. $N = 6050 \text{ N}$; $M_x = 8640 \text{ Nm}$; $V_x = 8640 \text{ N}$
2. $N = 2830 \text{ N}$; $M_x = 7270 \text{ Nm}$; $V_x = 7270 \text{ N}$

Le azioni di progetto sono applicate ad una sezione in calcestruzzo schematizzata come in figura:



Il risultato del calcolo a pressoflessione mostra i seguenti risultati:

- Combinazione di Carico: 1 - SLU

N : -6050 [N]

M_x : 8640 [Nm]

M_y : 0.0 [kgm]

- Equazione dell'asse neutro $a \cdot x + b \cdot y + c = 0$

$a = -3.6256179287e-011$

$b = -8.5763241268e-005$

$c = 1.0167541794e-003$

Per $x = 0.0$ $y = 11.86$

Parallelo all'asse x

- Tensioni massime riscontrate

Vertice	x	y	σ	Epsilon (x1000)	Sezione 0
0	4.00	-0.00	0.0	1.0	
1	-0.00	4.00	0.0	0.7	
2	-0.00	16.00	-4.98	-0.4	
3	4.00	20.00	-9.78	-0.7	
4	16.00	20.00	-9.78	-0.7	
5	20.00	16.00	-4.98	-0.4	
6	20.00	4.00	0.0	0.7	
7	16.00	-0.00	0.0	1.0	
8	4.00	-0.00	0.0	1.0	

- Tensioni massime riscontrate C20/25

Sezioni	Tensione minima vertice	4	Condizione 1	x = 16.00	y = 20.00	-9.78 [MPa]
	Tensione massima vertice	0	Condizione 1	x = 4.00	y = -0.00	0.0 [MPa]

Ferro	\emptyset	x	y	σ	Epsilon (x1000)
1	16.0	3.50	3.50	150.48	0.7
2	16.0	16.50	3.50	150.48	0.7

- Tensioni massime riscontrate tirafondi

Tensione massima ferro	1	Condizione 1	x = 3.50	y = 3.50	150.48 [MPa]
------------------------	---	--------------	----------	----------	--------------

- Combinazione di Carico: 2 - SLE

N : -2830 [N]

Mx : 7270 [Nm]

My : 0.0 [Nm]

- Equazione dell'asse neutro $a*x + b*y + c = 0$

a = -3.1345826660e-011

b = -7.2855373522e-005

c = 8.7173013318e-004

Per $x = 0.0$ $y = 11.97$

Parallelo all'asse x

- Tensioni massime riscontrate

Vertice	x	y	σ	Epsilon (x1000)	Sezione 0
0	4.00	-0.00	0.0	0.9	
1	-0.00	4.00	0.0	0.6	
2	-0.00	16.00	-4.12	-0.3	
3	4.00	20.00	-8.20	-0.6	
4	16.00	20.00	-8.20	-0.6	
5	20.00	16.00	-4.12	-0.3	
6	20.00	4.00	0.0	0.6	
7	16.00	-0.00	0.0	0.9	
8	4.00	-0.00	0.0	0.9	

- Tensioni massime riscontrate *C20/25*

Sezioni	Tensione minima vertice	4	Condizione 2	x = 16.00	y = 20.00	-8.20 [MPa]
	Tensione massima vertice	0	Condizione 2	x = 4.00	y = -0.00	0.0 [MPa]

Ferro	\emptyset	x	y	σ	Epsilon (x1000)
1	16.0	3.50	3.50	129.51	0.6
2	16.0	16.50	3.50	129.51	0.6

- Tensioni massime riscontrate *tirafondi*

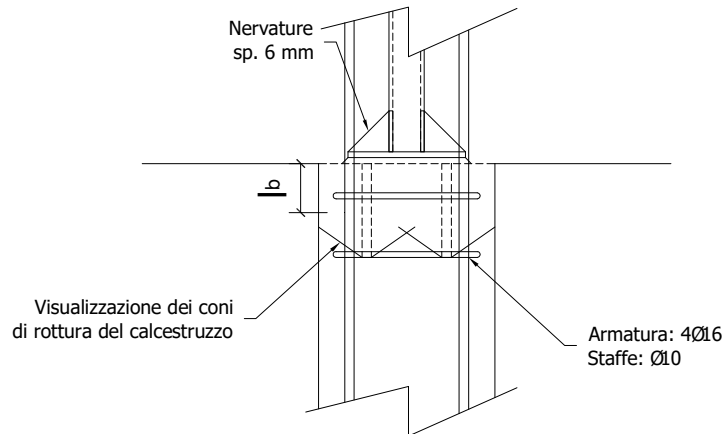
Verifica in combinazione 1

Lo sforzo richiesto sui tirafondi vale

$$N_{Sd} = 150.48 \cdot 201 / 1000 = 30.25 \text{ kN}$$

I 4 tirafondi sono in grado di fornire lo sforzo resistente

$$N_{Rd,c} = 23.8 \text{ kN}$$



Il cono di rottura del calcestruzzo coinvolge le barre di armatura del pilastro che sviluppano uno sforzo di aderenza pari a:

$$l_{b,req} = (\sigma_s / 4) \cdot \sigma_{sd} / f_{bd} \Rightarrow \sigma_s = 4 \cdot l_b \cdot f_{bd} / \sigma_s$$

$$l_b = 135 \text{ mm} \Rightarrow \sigma_s = 4 \cdot 135 \cdot 1.89 / 16 = 63.8 \text{ MPa}$$

$$N_{Rd,ad} = 63.8 \cdot 16^2 \cdot 3.14 / 4 / 1000 = 12.8 \text{ kN}$$

Ne risulta uno sforzo resistente

$$N_{Rd} = 23.8 + 12.8 = 36.6 \text{ kN}$$

ed un coefficiente di sicurezza

$$FS = 30.25 / 36.6 = 0.83$$

Verifica a taglio

Sui quattro tirafondi agisce il taglio

$$V_{Rd,b} = 8640 / 4 = 2160 \text{ N} = 2.16 \text{ kN}$$

$$FS = 2.16 / 6.4 = 0.34$$

Verifica in combinazione 2

$$N_{Sd} = 129.51 \cdot 201 / 1000 = 26.03 \text{ kN}$$

$$FS = 26.03 / 36.6 = 0.71$$

Verifica a taglio

Sui quattro tirafondi agisce il taglio

$$V_{Rd,b} = 7270/4 = 1818 \text{ N} = 1.82 \text{ kN} \Rightarrow FS = 1.82/6.4 = 0.28$$

5.6 VERIFICA DI RESISTENZA PIASTRA DI BASE

Piastra

Si applicano le forze ricavate per la verifica dei tirafondi alla piastra di base.

$$L = 0.038 \text{ m}$$

$$N_{Sd} = 23.8 \text{ kN}$$

$$M_{Sd} = 23.8 \cdot 0.038 = 0.9 \text{ kNm}$$

La sezione resistente risulta 70*10 mm

$$W_{pl} = 70 \cdot 10^2 / 4 = 1750 \text{ mmc}$$

$$f_{yd} = 325 / 1.15 = 283 \text{ MPa}$$

$$M_{Rd} = 2 \cdot 283 \cdot 1750 / 1000 / 1000 = 0.99 \text{ kNm}$$

$$FS = 0.9 / 0.99 = 0.91$$

Nervature

$$M_{Sd} = 23.8 \cdot 0.038 / 2 = 0.45 \text{ kNm}$$

La sezione resistente risulta 6*70 mm

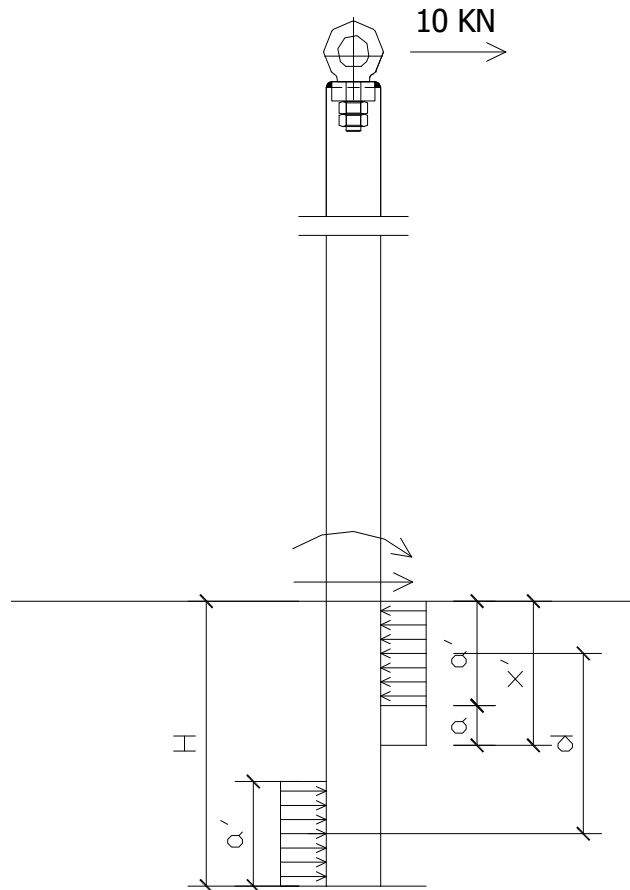
$$W_{pl} = 6 \cdot 70^2 / 4 = 7350 \text{ mmc}$$

$$f_{yd} = 325 / 1.15 = 283 \text{ MPa}$$

$$M_{Rd} = 283 \cdot 7350 / 1000 / 1000 = 2.08 \text{ kNm}$$

$$FS = 0.45 / 2.08 = 0.22$$

6 SISTEMA DI FISSAGGIO ALLA STRUTTURA IN C.A. – CONTROTUBO ANNEGATO NEL PILASTRO



$$f_{cd} = f_{ck} / 1.6 = 25 / 1.6 = 15.6 \text{ MPa}$$

$$M_{Sd} = 10000 \text{ Nm}$$

$$V_{Sd} = 10000 \text{ N}$$

$$B = 70 \text{ mm}$$

$$a * b * f_{cd} = 10000 \Rightarrow a = 10000 / (70 * 15.6) = 9.1 \text{ mm} \approx 10 \text{ mm}$$

x = altezza asse neutro = $H/2$ (ipotesi basata sull'omogeneità del materiale resistente)

$$x' = 0.8 x = 0.4 H$$

$$a' = 110 \text{ mm}$$

$$H = 300 \text{ mm}$$

$$x' = 120 \text{ mm}$$

$$d = 300 - 110 = 190 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = (120 - 10) * 70 * 15.6 * 0.190 = 22823 \text{ Nm}$$

Momento alla base del pilastro 30x30 cm

$H = 4 \text{ m}$ (*altezza di applicazione della forza*)

$V = 10000 \text{ N}$

$M_{Sd} = 40000 \text{ Nm}$

$f_{yd} = 450/1.15 = 391 \text{ MPa}$

$f_{cd} = 15.6 \text{ MPa}$

$A_s = 2\varnothing 16 = 402 \text{ mm}^2$

$\underline{x} = (402 \cdot 391) / (15.6 \cdot 300) = 33.6 \text{ mm}$

$d = 0.9 \cdot H = 0.9 \cdot 300 = 270 \text{ mm}$

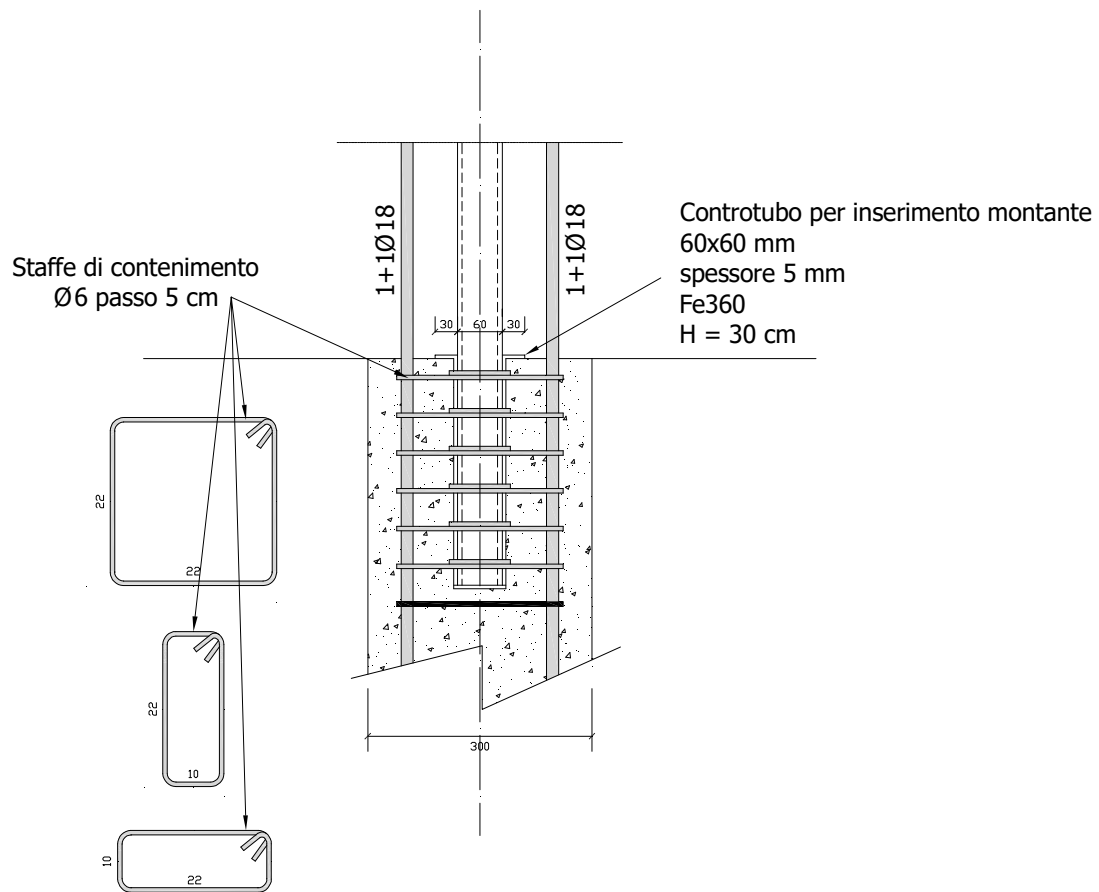
$z = d - (x/2) = 270 - (33.6/2) = 253.2 \text{ mm}$

$M_{Rd} = 402 \cdot 391 \cdot 253.2 = 39798 \text{ Nm}$

Il pilastro pertanto deve avere una sezione di almeno 30x30 cm in C25/30 con armatura 2+2 \varnothing 18.

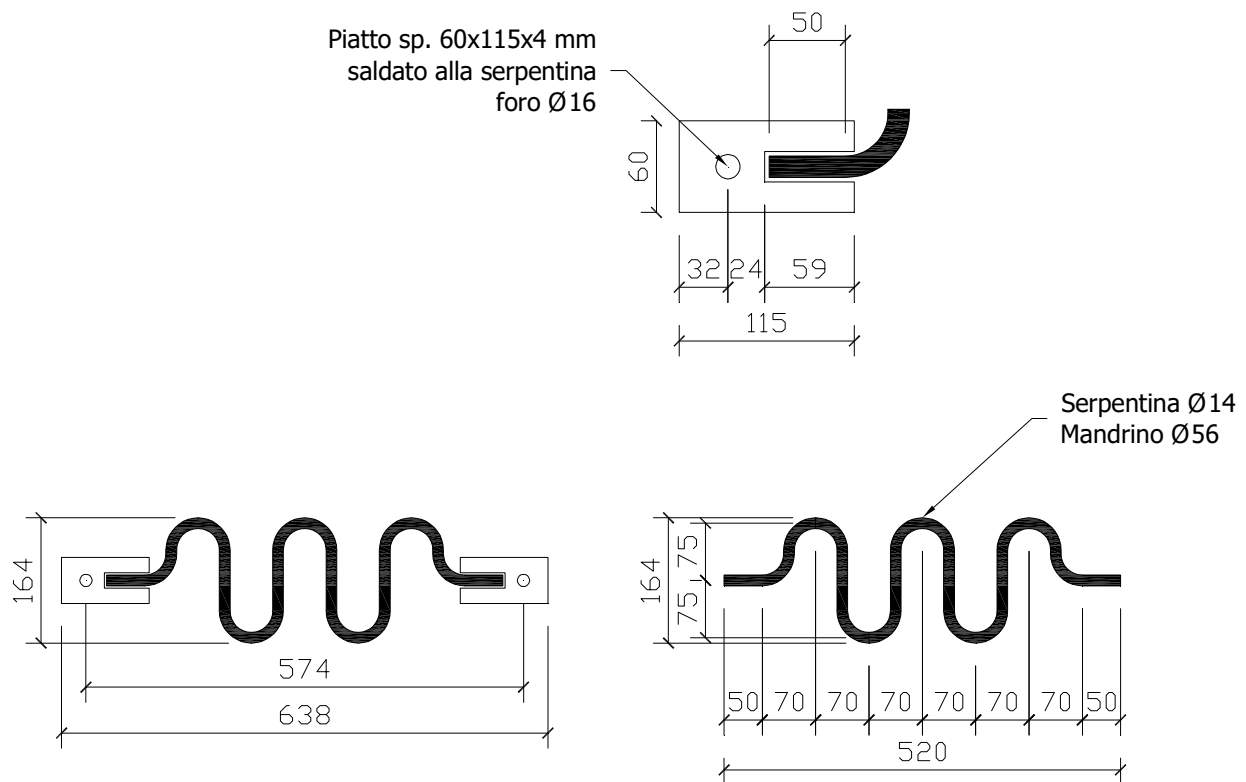
Dettagli costruttivi

Nei 30 cm di altezza dell'incastro devono essere presenti staffe di contenimento.



7 SERPENTINA

Si evidenziano le caratteristiche geometriche della serpentina a 5 gomiti di diametro 14 mm, utilizzata nelle verifiche di cui al paragrafo 3; è possibile adattare i dettagli successivi a serpentine realizzate con geometria differente.



Al fine di testare la capacità dissipativa della serpentina è opportuno realizzare un dettaglio di collegamento della fune di tipo “rigido” quale può essere il piatto di spessore 6 mm saldato con 4 cordoni di 50 mm alla barra Ø14, sagomata come da figura; l’anello con barra Ø8, saldata, è deformabile e non adatto a testare il sistema ma rappresenta una valida alternativa per la realizzazione in cantiere.

L’ingombro complessivo della serpentina e delle piastre di attacco vale 638*164 mm mentre il peso è di circa 2 kg.

Il piatto 60x115x6 ha una sezione resistente, in corrispondenza del foro, di

$$A_s = 22 \cdot 4 + 22 \cdot 4 = 176 \text{ mm}^2$$

Se realizzato in acciaio Fe360 (S235), è in grado di portare un carico ultimo pari a:

$$N_{Rd} = 176 \cdot 235 / 1.15 / 1000 = 36 \text{ kN} \gg 1 \text{ kN}$$

Quattro cordoni di saldatura da 4 mm, lunghi 50 mm ciascuno, portano un carico ultimo pari a:

$$N_{Rd} = 0.7 \cdot 4 \cdot 50 \cdot 4 \cdot 235 / 1.15 / 1000 = 114 \text{ kN} \gg 1 \text{ kN}$$

8 SCHEMA PER L'ESECUZIONE DELLA PROVA DI CADUTA

