
STUDIO DI
SISTEMI DI SICUREZZA
CONTRO LE CADUTE DALL'ALTO

RELAZIONE TECNICO DESCRITTIVA DELLA PROVA DI
TENUTA E OSSERVAZIONI CONCLUSIVE



1 INDICE

1	INDICE	2
2	INTRODUZIONE	3
3	ARTICOLAZIONE SOMMITALE MONTANTE	5
4	SISTEMA DI FISSAGGIO DEL MONTANTE	5
5	MODELLAZIONE.....	8
5.1	Modellazione serpentina	8
5.1.1	Caratteristiche dei materiali.....	9
5.1.2	Analisi strutturale.....	10
5.1.3	Risultati dell'analisi.....	13
5.2	Modellazione sistema di sicurezza.....	16
5.2.1	Caratteristiche elementi modello	17
5.2.2	Analisi strutturale.....	18
5.2.3	Risultati dell'analisi.....	19
6	CONFRONTO RISULTATI TEORICI E REALI	22
7	ANALISI PARAMETRICA CON DIVERSE ALTEZZE DI RILASCIO	23
7.1	Considerazioni sull'impatto a terra.....	25
8	CONCLUSIONI	27

2 INTRODUZIONE

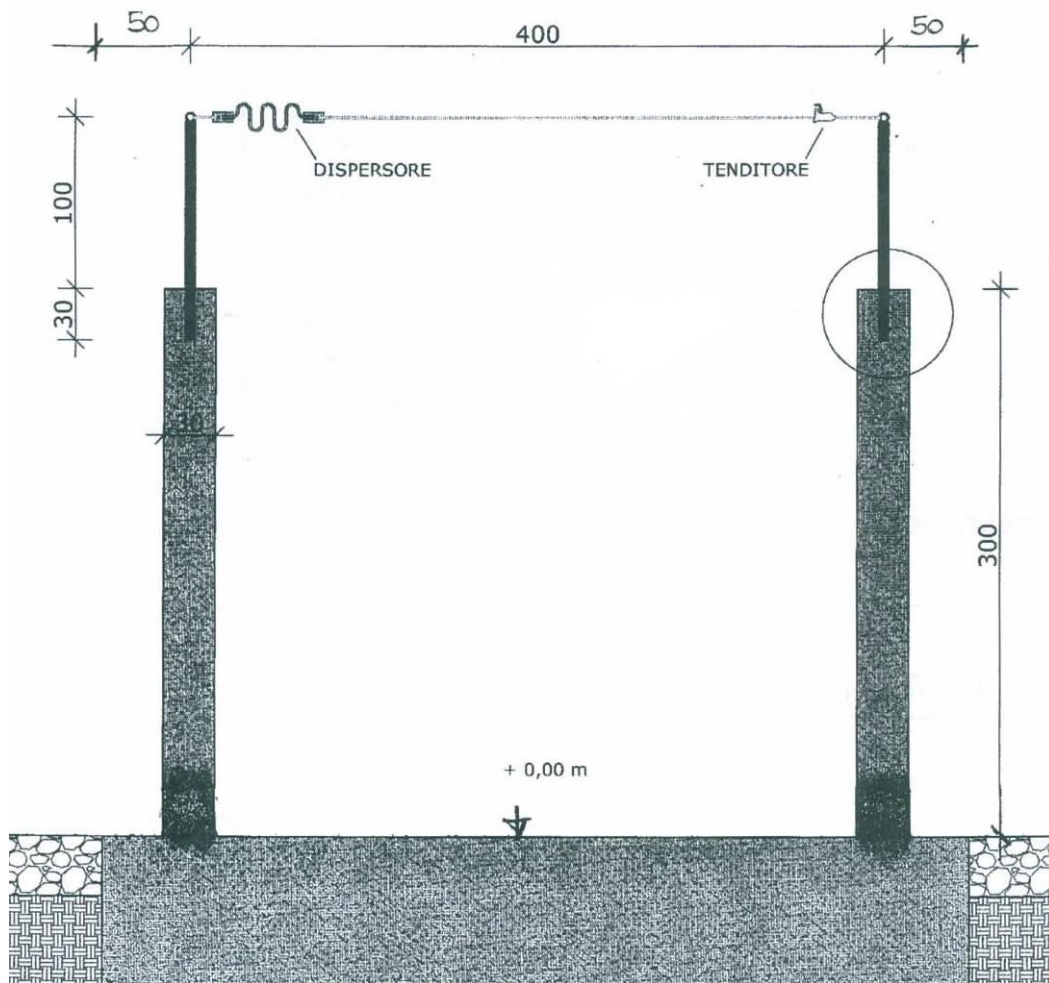
Oggetto di questo report è la modellazione del sistema di sicurezza contro le cadute dall'alto, a seguito delle prove eseguite dalla ditta 4EMME srl in data 20/10/10 presso la sede ASE di Reggio Emilia.

Il sistema di sicurezza risulta costituito da:

1. due montanti in profilato di acciaio 60x60x8 classe S355; due colonne in calcestruzzo armato (classe del calcestruzzo C25/30, armatura 4Ø18, sezione 300x300 mm, altezza 3000 mm) ed una trave di fondazione in c.a. (700x700 mm);
2. una fettuccia collegata in modo fisso alla sommità di un montante e, dall'altro lato, ad un sistema di messa in tiro ed alla serpentina (dissipatore);
3. un corpo in caduta collegato alla fune di sicurezza mediante una catena inestensibile, con un gancio di sicurezza, scorrevole sulla fune.
4. un sistema dissipativo a serpentina

Tale dispositivo si ispira ai dispositivi di ancoraggio di tipo C secondo la UNI EN 795.

Relazione tecnico descrittiva della Prova di Tenuta e Osservazioni Conclusive



Sistema di sicurezza

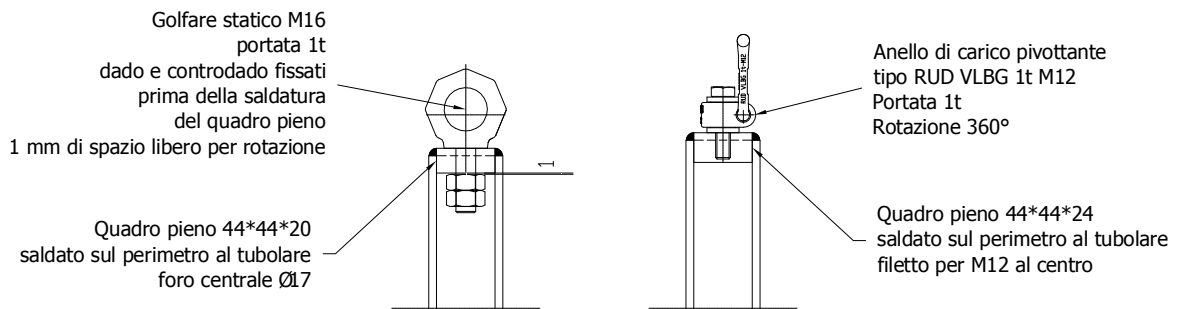
Da un lato della fune è presente un sistema di dissipazione costituito da una serpentina formata da un tondino di acciaio $\phi 14$.

Una massa di 100 kg è collegata tramite un cavo inestensibile alla fune che collega i due montanti e viene fatta cadere da una altezza di 1 metro dalla linea della fune.

3 ARTICOLAZIONE SOMMITALE MONTANTE

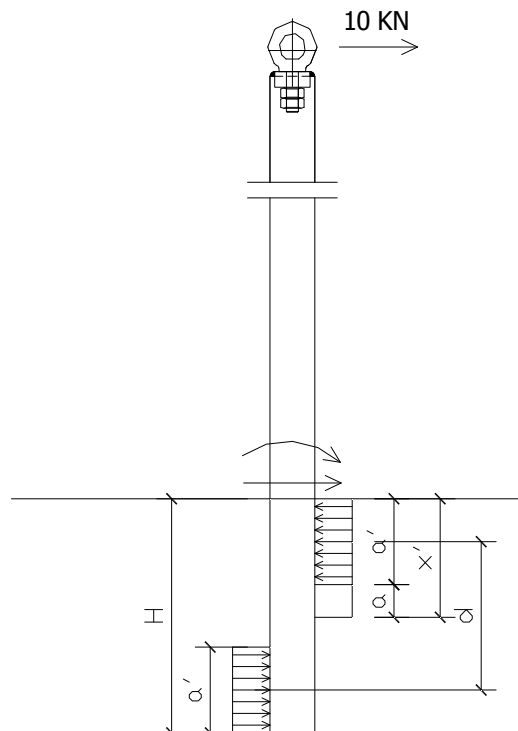
La testa del montante viene realizzata mediante un sistema articolato tale da non risentire della posizione del corpo in caduta, centrando l'azione sul montante.

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



4 SISTEMA DI FISSAGGIO DEL MONTANTE

Si presenta di seguito il sistema di fissaggio del montante alla struttura in c.a., mediante un contro tubo annegato nel pilastro.



Relazione tecnico descrittiva della Prova di Tenuta e Osservazioni Conclusive

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Momento alla base del pilastro 30x30 cm

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

$$V = 10000 \text{ N}$$

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

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

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

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

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

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

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

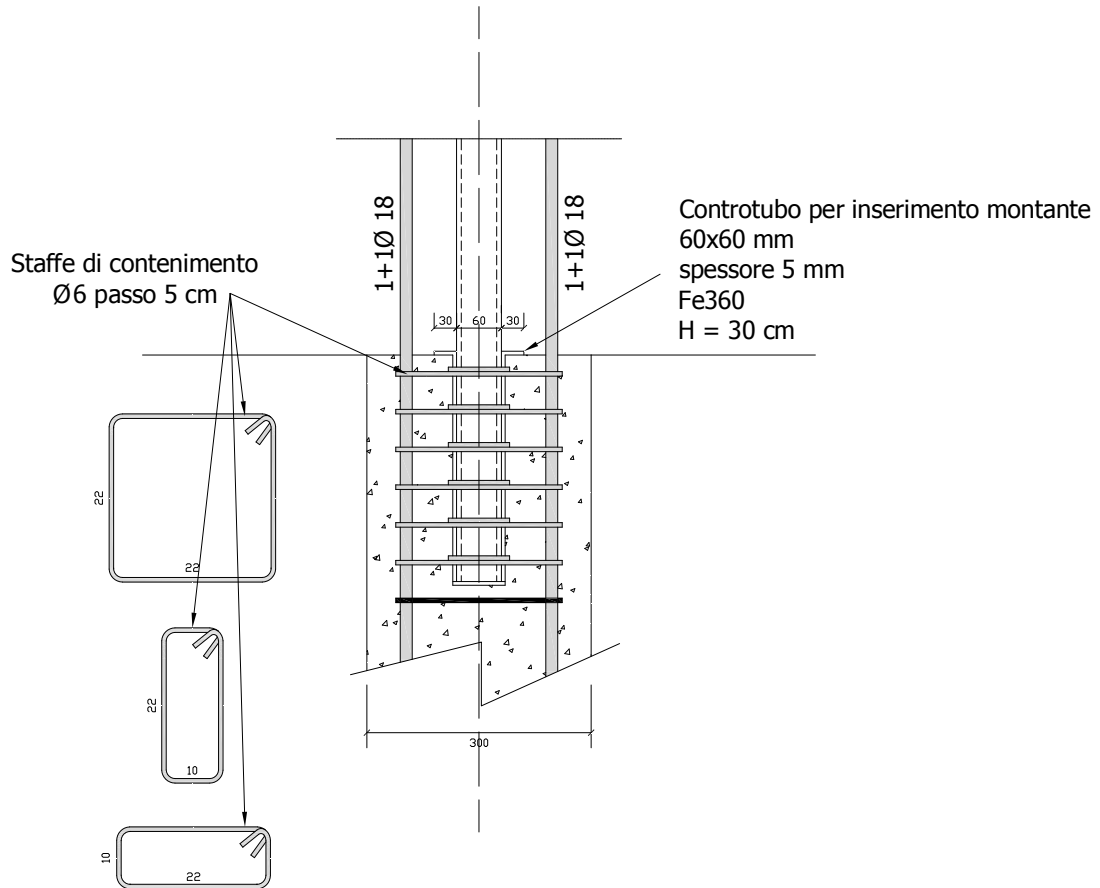
$$M_{Rd} = 402 * 391 * 253.2 = 39798 \text{ Nm}$$

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.

Relazione tecnico descrittiva della Prova di Tenuta e Osservazioni Conclusive



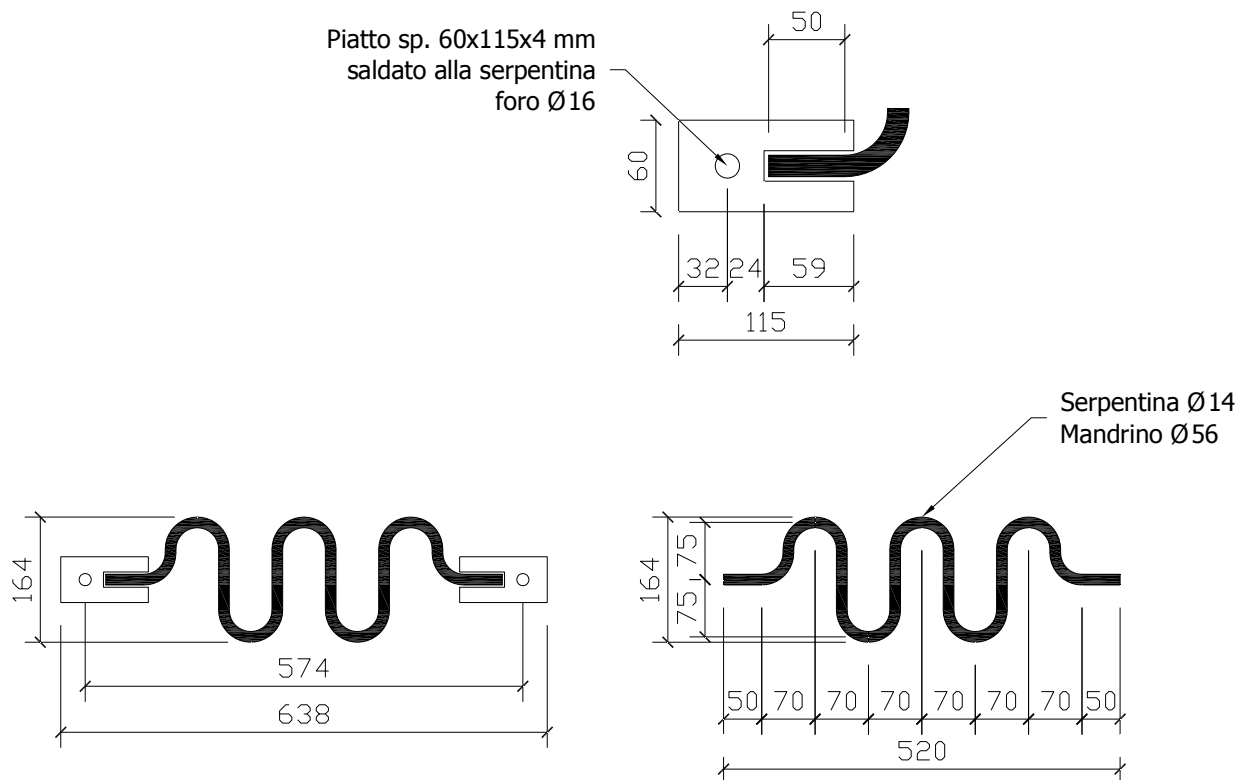
5 MODELLAZIONE

5.1 Modellazione serpentina

L'elemento dissipatore è una serpentina a 5 gomiti costituita da un tondino $\phi 14$ le cui caratteristiche geometriche sono descritte nella figura a seguire. La serpentina è saldata a due piatti, uno dei quali è ancorato al montante e l'altro alla fune.

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 $\phi 14$, sagomata come da figura; l'anello con barra $\phi 8$, 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.



Relazione tecnico descrittiva della Prova di Tenuta e Osservazioni Conclusive

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

$$A_s = 22 \cdot 4 + 22 \cdot 4 = 174 \text{ mm}^2$$

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:

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

5.1.1 Caratteristiche dei materiali

L'acciaio di cui è costituita la serpentina è FeB44k, la cui resistenza caratteristica è $f_{yk} = 430 \text{ MPa}$.

Considerando che il valore caratteristico della resistenza allo snervamento dell'acciaio è un frattile al 5 % della distribuzione normale del parametro di resistenza, è più realistico considerare come resistenza reale il valore medio (non essendo una verifica di resistenza della serpentina possiamo escludere i coefficienti di sicurezza).

$$f_{yk} = \mu_k - 1.64 \cdot \sigma_y$$

Dove:

- μ_y = valor medio della tensione di snervamento
- σ_y = deviazione standard della tensione di snervamento

Essendo l'acciaio un materiale omogeneo e prodotto in stabilimento ha un basso grado di incertezza per cui la covarianza vale:

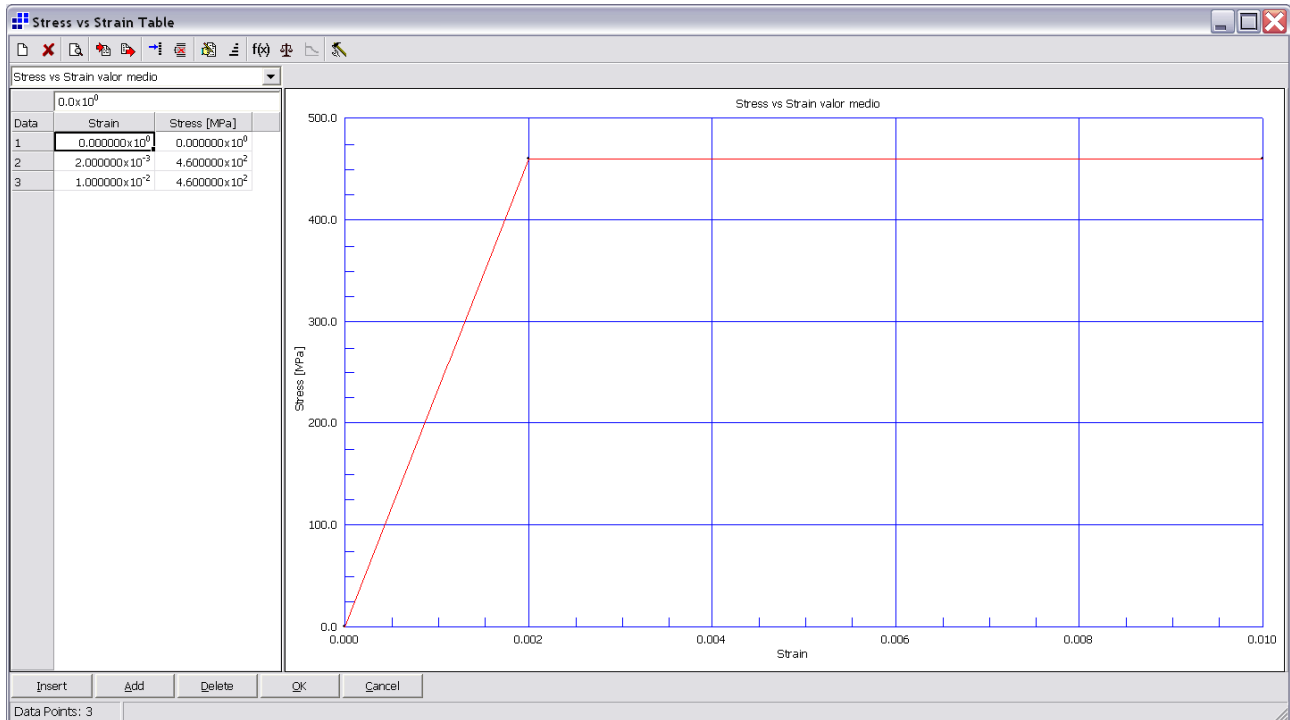
$$\text{cov} = \frac{\sigma}{\mu} = 0.04$$

$$f_{yk} = \mu_k - 1.64 \cdot 0.04 \cdot \mu_k$$

$$\rightarrow \mu_k = \frac{f_{yk}}{0.9344} = 460 \text{ MPa} \quad \text{Tensione di resistenza media a snervamento.}$$

Relazione tecnico descrittiva della Prova di Tenuta e Osservazioni Conclusive

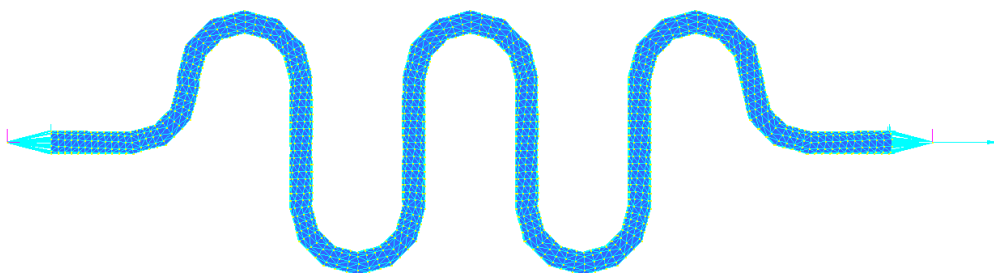
Si impone il seguente grafico sforzo-deformazione.



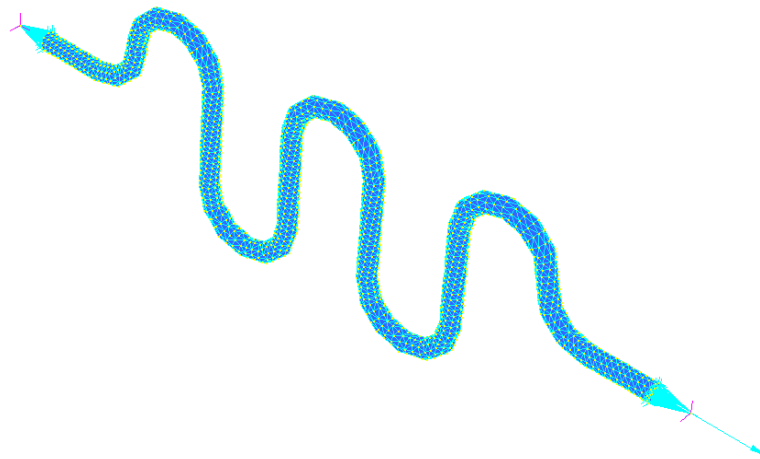
5.1.2 Analisi strutturale

La serpentina è stata modellata con il programma Straus7, utilizzando elementi brick (elementi tridimensionali).

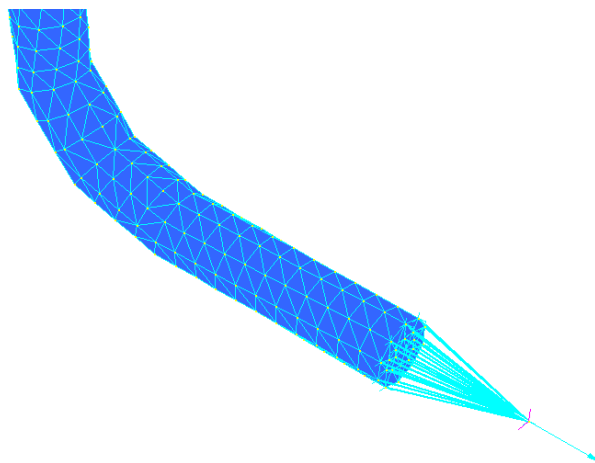
La serpentina è incernierata ad una estremità, in corrispondenza del foro della piastra a cui è saldata, e viene sollecitata all'estremità opposta da una forza assiale di trazione in direzione X.



Modello serpentina incernierata



Modello serpentina vista assometrica

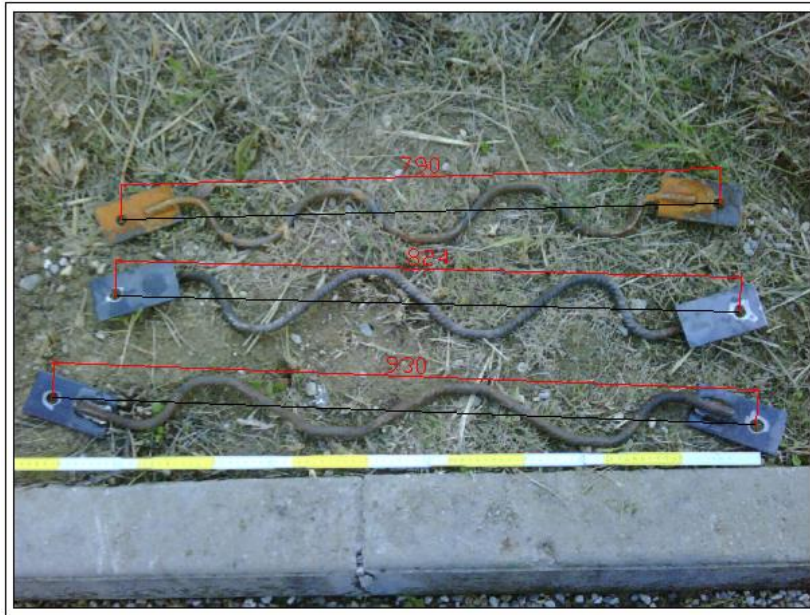


Dettaglio applicazione forza

5.1.2.1 Calcolo forza sollecitante la serpentina

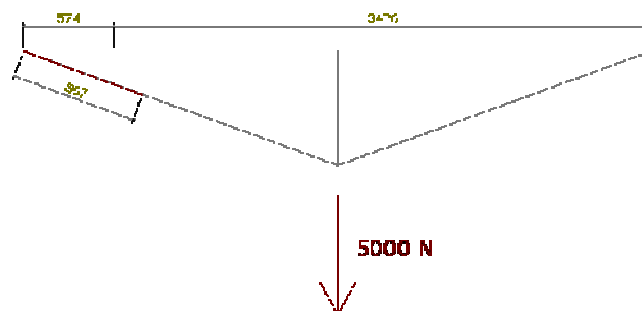
Durante la prova la cella di carico ha rilevato una forza trasmessa dalla catena alla fettuccia pari a 5000 N. Il valore massimo della forza da applicare al modello è stato determinato graficamente considerando la lunghezza finale della serpentina come media dei risultati delle due prove effettuate con altezza di rilascio della massa di 1 metro. Si riporta l'immagine di 3 serpentine, le prime due sono state utilizzate nelle prove con altezza di rilascio della massa di 1 metro, mentre per la terza (la più lunga) l'altezza di rilascio era di 1.7 metri. La media delle lunghezze delle prime due serpentine è $L = 807$ mm.

Relazione tecnico descrittiva della Prova di Tenuta e Osservazioni Conclusive



Serpentine dopo la prova di caduta ($L_1 = 790 \text{ mm}$; $L_2 = 824 \text{ mm}$; $L_3 = 930 \text{ mm}$)

Si calcola l'abbassamento della fune, considerando la lunghezza iniziale della serpentina, calcolata tra i fori delle piastre a cui è saldata, di 574 mm.



$$L_{tot} = 807 + 3426 = 4233 \text{ mm}$$

$$\frac{L_{tot}}{2} = 2116.5 \text{ mm}$$

$$\delta = \sqrt{2116.5^2 - 2000^2} = 692.5 \text{ mm}$$

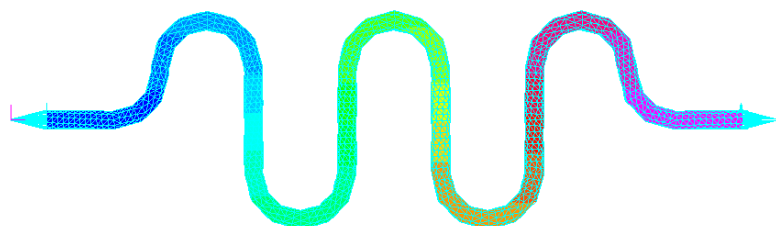
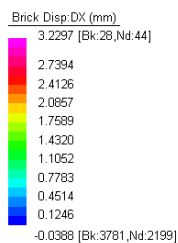
La forza che agisce sulla serpentina è la seguente:

$$F_{serpentina} = 7220 \text{ N}$$

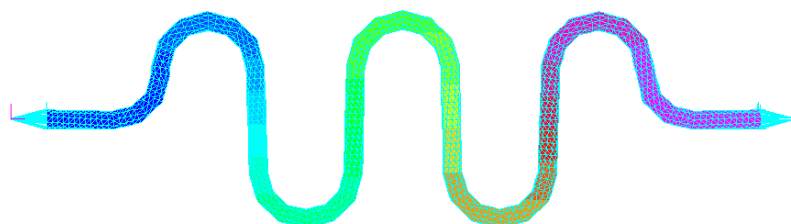
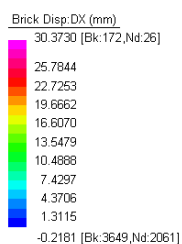
Eseguendo un'analisi non lineare, si incrementa la forza con 10 passi di carico fino ad arrivare al valore massimo di 7220 N.

5.1.3 Risultati dell'analisi

Si riportano in seguito i risultati dell'analisi non lineare. Nelle figure a seguire sono riportati gli spostamenti in direzione X della serpentina.

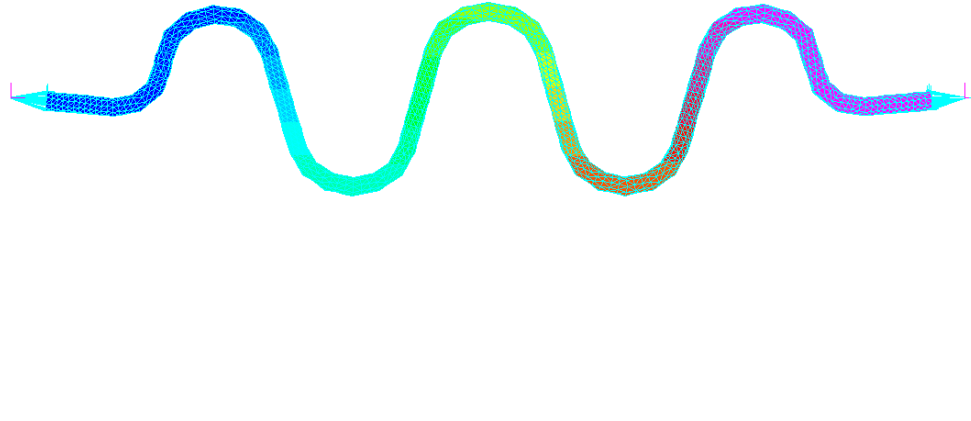
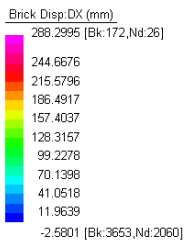


Incremento 1



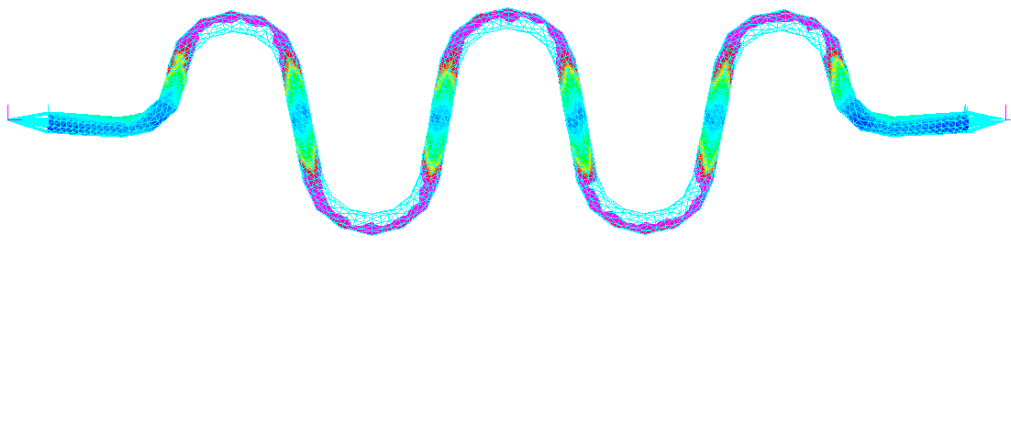
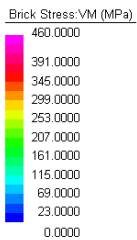
Incremento 5

Relazione tecnico descrittiva della Prova di Tenuta e Osservazioni Conclusive



Incremento 10

Nella seguente figura sono evidenziate in bianco le zone della serpentina dove viene superato il limite di snervamento per trazione; in queste zone la serpentina reale presenta fratture del materiale.



Tensioni all'incremento 8

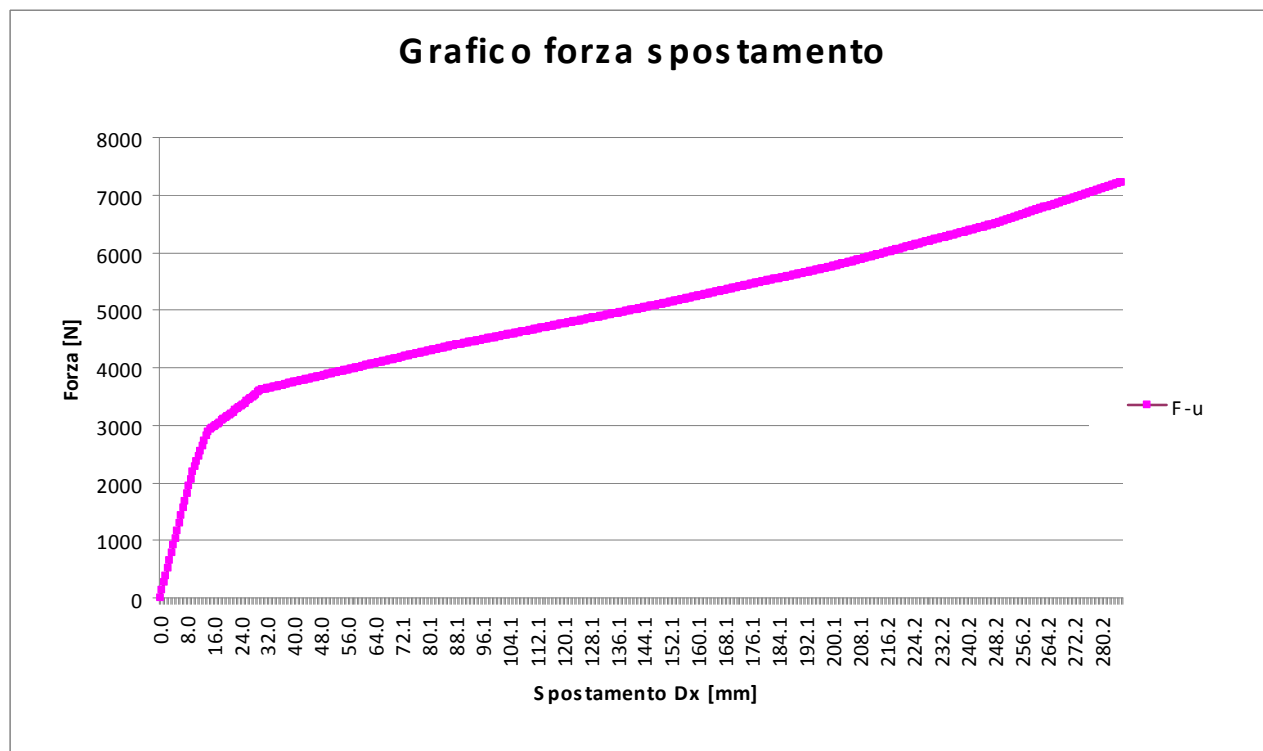
Relazione tecnico descrittiva della Prova di Tenuta e Osservazioni Conclusive

Associando agli spostamenti ottenuti ad ogni step dell'analisi non lineare l'incremento di carico corrispondente si ottiene il grafico Forza-spostamento, che definisce il comportamento non lineare della serpentina e caratterizza la sua rigidità.

$$K_{serp} = \frac{F_1}{u_1} = \frac{722}{3.19} = 226.23 N/mm \text{ Rigidità iniziale (lineare).}$$

Passo	Ux [mm]	F [N]
0	0.00	0
1	3.19	722
2	6.36	1444
3	9.63	2166
4	14.21	2888
5	30.17	3610
6	82.94	4332
7	145.24	5054
8	201.52	5776
9	248.19	6498
10	285.92	7220

NOTA BENE: il calcolo non lineare percorre la curva Forza - spostamento imposta.



5.2 Modellazione sistema di sicurezza

Nella prova reale la serpentina è collegata a un capo della fune (come indicato nella figura del Cap. 2). La fune è dotata di un gancio scorrevole per cui la massa una volta caduta si dispone in mezzeria e si stabilisce una configurazione simmetrica, con una minima dissipazione di energia dovuta all'attrito per scorrimento.

Nel modello matematico per mantenere una configurazione simmetrica, la serpentina si modella con due bielle in serie (l'allungamento della serpentina è pari alla somma degli allungamenti delle due bielle), disposte ai due capi della fune come collegamento tra la fune e i montanti. Il comportamento non lineare delle bielle è definito dal grafico sforzo - deformazione che si ottiene dalle caratteristiche di forza - spostamento risultante dalla modellazione della serpentina.

Le bielle hanno le seguenti caratteristiche:

- L = 130 mm
- D = 14 mm
- A = 153.9 mmq

Partendo dai valori di spostamento e di forza ottenuti nel modello della serpentina, si ricava la tabella di sforzo/deformazione che segue, in funzione delle caratteristiche della biella.

ε	σ
0.0000	0.00
0.0123	4.69
0.0245	9.38
0.0370	14.07
0.0547	18.76
0.1160	23.45
0.3190	28.14
0.5586	32.83
0.7751	37.52
0.9546	42.21
1.0997	46.90

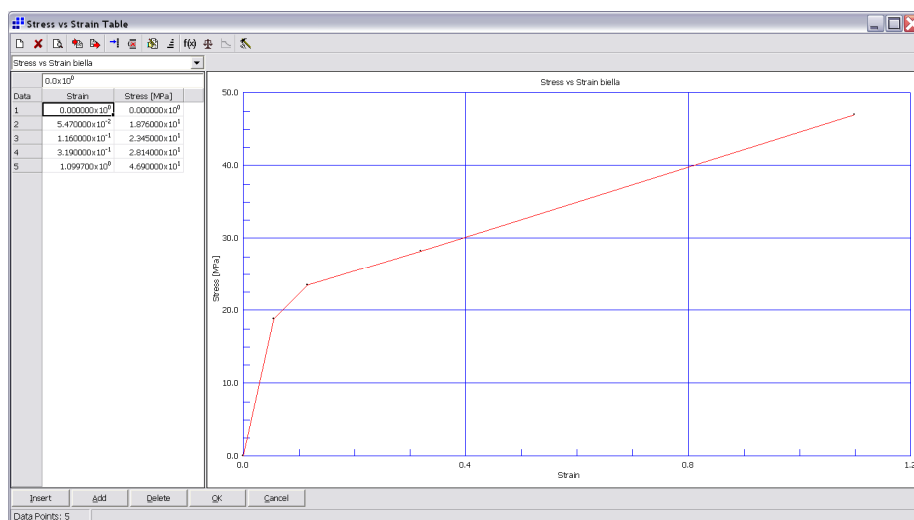
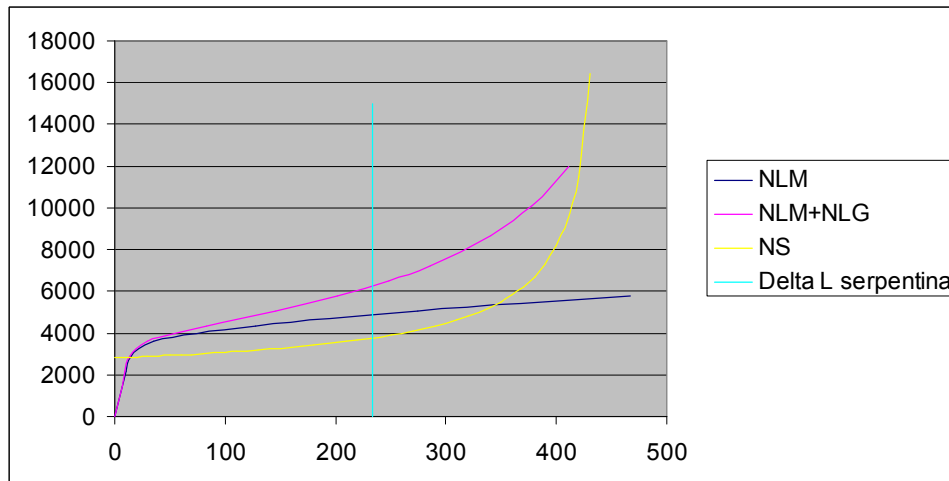


Tabella $\sigma - \varepsilon$ della biella e grafico relativo nel modello di Straus7.

Relazione tecnico descrittiva della Prova di Tenuta e Osservazioni Conclusive

Nel grafico successivo si riporta il confronto tra la curva F-s ottenuta dalla modellazione numerica semplificata della serpentina (NS), quella ottenuta dal modello della serpentina considerando la non linearità materiale e geometrica (NLM+NLG) e quella del modello con sola non linearità materiale (NLM). Si evidenzia nel grafico l'allungamento reale della serpentina misurato dopo la prova: $\Delta l = 233\text{mm}$.



Delle tre rappresentazioni si è scelto di utilizzare la modellazione della serpentina con non linearità materiale e geometrica.

La modellazione FEM consente di descrivere il reale comportamento della serpentina anche in campo elastico.

5.2.1 Caratteristiche elementi modello

Si riportano in seguito le caratteristiche assegnate agli elementi del modello.

Beam: Structural									
	Material	E MPa	G MPa	ν	ρ kg/mm ³	Mass/Length kg/mm	Hardeni...	$\sigma \varepsilon$	
1: Fondazione	Concrete: Compressive Strength $f_c = 25$ MPa	2.746000×10^4	1.144200×10^3	2.000000×10^{-1}	2.400000×10^{-5}	1.176000×10^3	Isotropic		
2: Colonna	Concrete: Compressive Strength $f_c = 25$ MPa	2.746000×10^4	1.144200×10^3	2.000000×10^{-1}	2.400000×10^{-5}	2.160000×10^{-1}	Isotropic		
3: Montante	Steel	2.000000×10^5	8.000000×10^3	2.500000×10^{-1}	7.870000×10^{-5}	1.309568×10^{-2}	Isotropic	Stress vs Strain montante	

Beam: Sections							
	Section	Section Type	Area mm ²	I11 mm ⁴	I22 mm ⁴	J mm ⁴	
1: Fondazione	Solid Rectangle	Solid Rectangle	4.900000×10^{-1}	2.000833×10^{10}	2.000833×10^{10}	3.377407×10^{10}	
2: Colonna	Solid Rectangle	Solid Rectangle	9.000000×10^{-1}	6.750000×10^{10}	6.750000×10^{10}	1.139400×10^{10}	
3: Montante	Hollow Rectangle	Hollow Rectangle	1.664000×10^{-1}	7.676587×10^3	7.676587×10^3	1.124864×10^5	

Beam: Geometry							
	Section	Section Type	D mm	B1 mm	T1 mm	T2 mm	
1: Fondazione	Solid Rectangle	Solid Rectangle	7.000000×10^2	7.000000×10^2			
2: Colonna	Solid Rectangle	Solid Rectangle	3.000000×10^2	3.000000×10^2			
3: Montante	Hollow Rectangle	Hollow Rectangle	6.000000×10^1	6.000000×10^1	8.000000×10^0	8.000000×10^0	
4: Fettuccia	Solid Round	Solid Round	8.000000×10^0				
5: Cutoff	Solid Round	Solid Round	1.000000×10^1				
6: Biella	Solid Round	Solid Round	1.400000×10^1				
7: cavo_massa	Solid Round	Solid Round	1.000000×10^2				

Relazione tecnico descrittiva della Prova di Tenuta e Osservazioni Conclusive

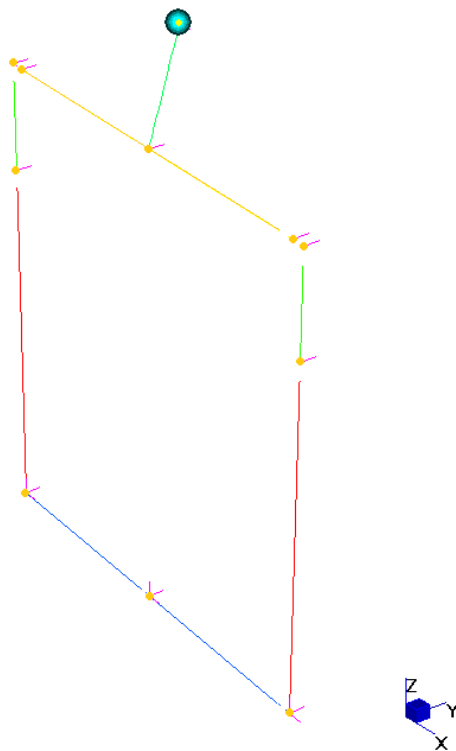
Beam: Trusses						
	Material	E MPa	ρ kg/mm ³	Mass/Length kg/mm	Area mm ²	
4: Feltuccia	Steel - Modified	1.650000×10^5	0.000000×10^3	0.000000×10^3	5.026548×10^1	
6: Biella	Steel	2.000000×10^5	7.870000×10^{-5}	1.211492×10^{-3}	1.539380×10^2	

Beam: Cables						
	Material	E MPa	ρ kg/mm ³	Mass/Length... kg/mm	Area mm ²	Segmen...
7: cavo_massa	Steel - Modified	2.000000×10^5	0.000000×10^3	0.000000×10^3	7.853982×10^{-1}	10

5.2.2 Analisi strutturale

Si modella il telaio con il programma Straus7, utilizzando gli elementi trave (beam), biella (truss) e cavo (cable) descritti precedentemente.

La massa da 100 kg si trova nella posizione iniziale a un'altezza di 1 metro sopra l'asse della fune e spostato in direzione Y di 30 cm.

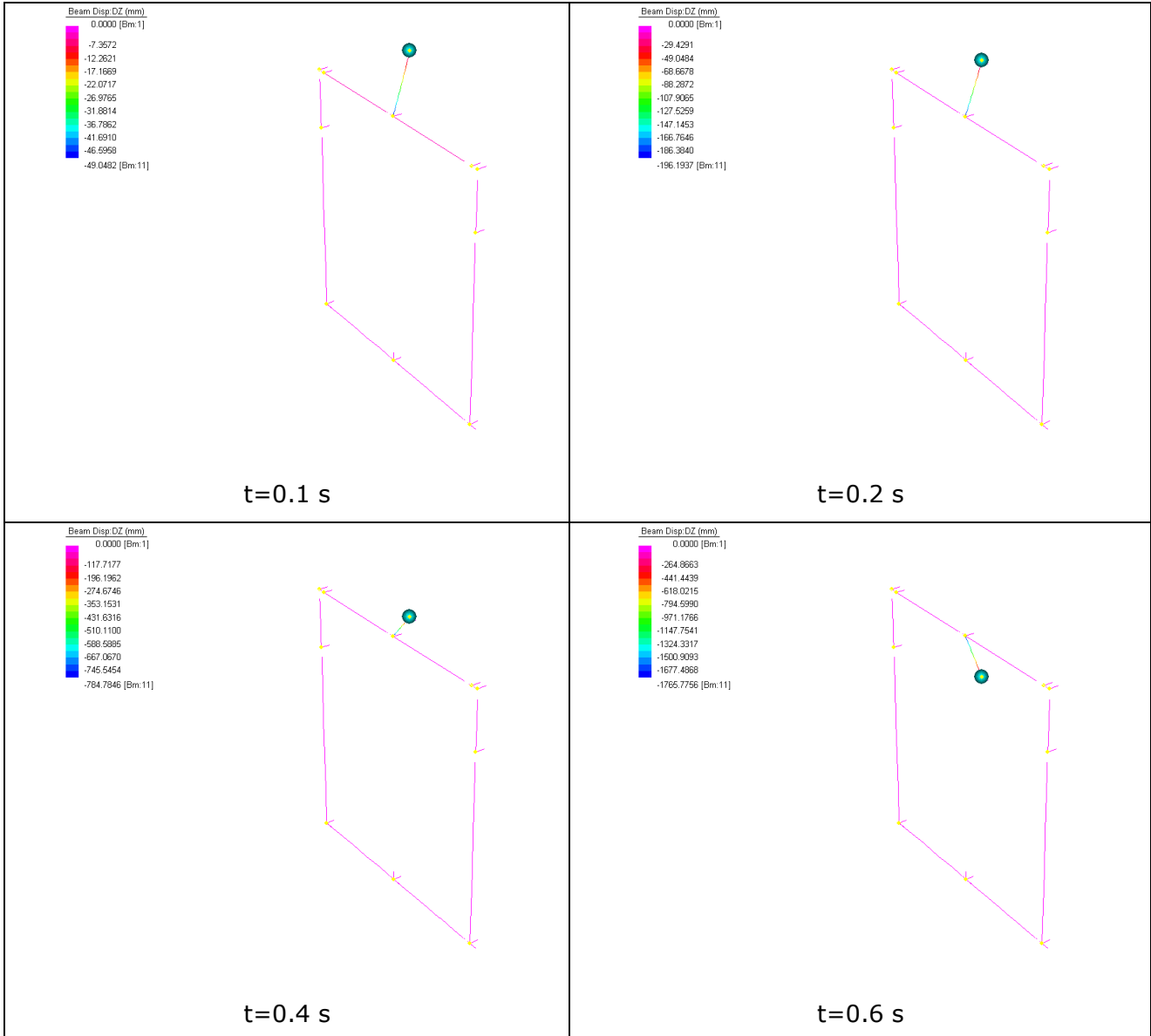


Modello sistema di sicurezza con massa

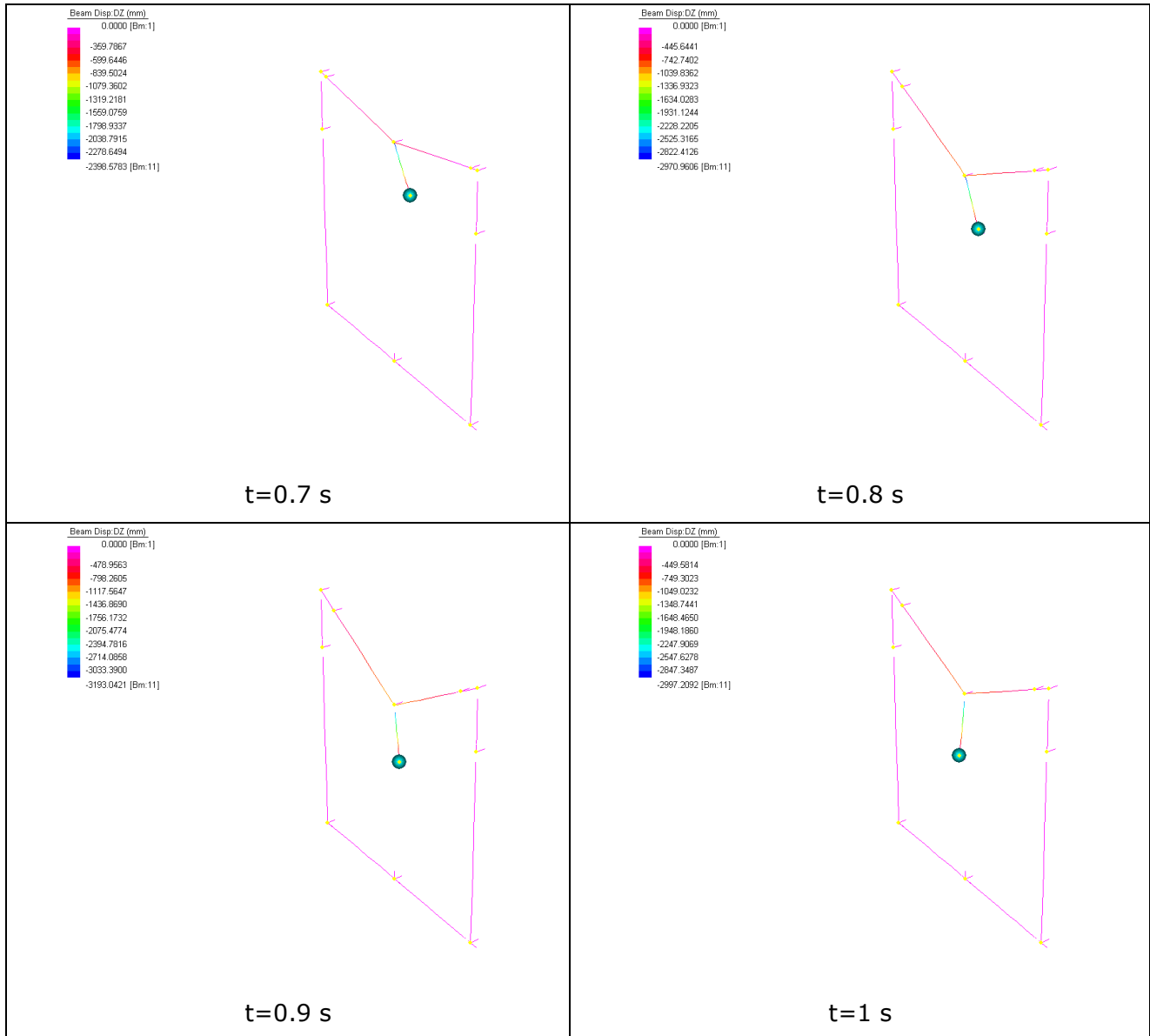
Si esegue un'analisi non lineare di transitorio dinamico, quindi dipendente dal tempo. Si assegnano 100 step di 0.01 secondi, per poter vedere la risposta della struttura alla caduta della massa.

5.2.3 Risultati dell'analisi

Si riportano in successione le immagini dello spostamento della massa in caduta, ottenute dal modello.



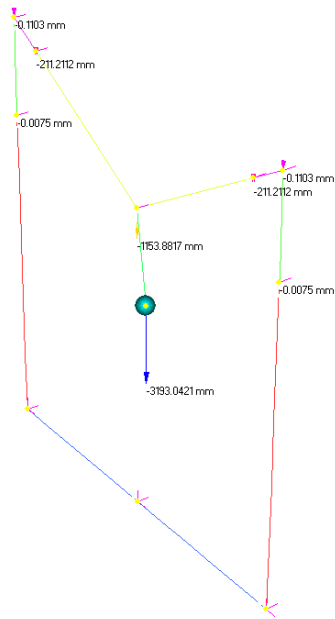
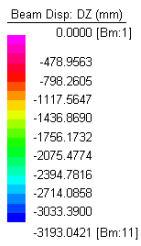
Relazione tecnico descrittiva della Prova di Tenuta e Osservazioni Conclusive



All'istante $t = 0.9\text{ s}$ la massa ha raggiunto il punto più basso della sua configurazione, arrivando ad un abbassamento di 3.193 m.

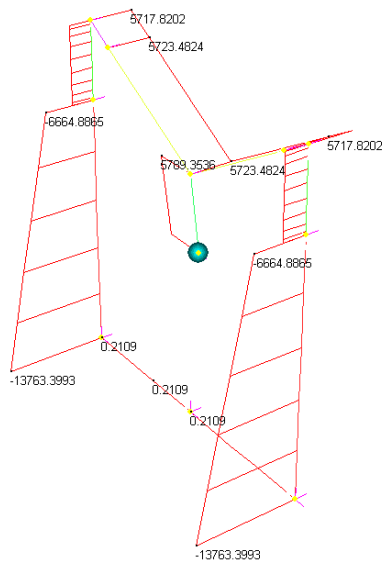
La sollecitazione assiale massima sul cavo che sostiene la massa si ha all'istante 0.89 s ed è di 5789 N.

Relazione tecnico descrittiva della Prova di Tenuta e Osservazioni Conclusive



Spostamento massimo in direzione Z; $t = 0.9$ s

	MIN	MAX
Force(N)	-13763.3993	5789.3536
	[Bm:2]	[Bm:11]



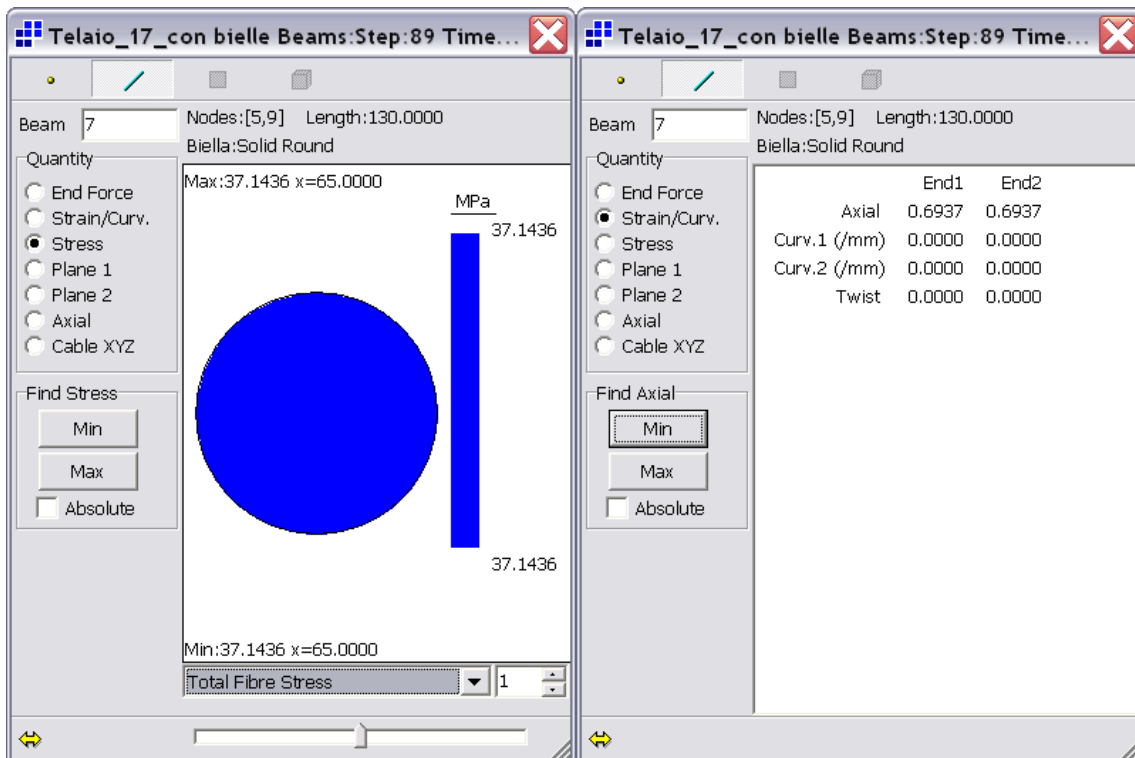
Carico assiale massimo sul cavo; $t = 0.89$ s

6 CONFRONTO RISULTATI TEORICI E REALI

La serpentina utilizzata nella prova di carico aveva lunghezza iniziale di 574 mm, mentre la lunghezza dopo la prova è di 807 mm. Si è quindi allungata di 233 mm.

Dalla modellazione si ottiene l'allungamento equivalente a quello della serpentina dato dalle due bielle.

Ogni biella è sollecitata, nell'istante in cui si ha il massimo abbassamento della fune, da una tensione $\sigma = 37.1436 N/mm^2$ a cui corrisponde la deformazione assiale $\varepsilon = 0.6937$.



L'allungamento di ogni biella è data da $\Delta l = \varepsilon \cdot l = 0.6937 \cdot 130 = 90.181mm$.

L'allungamento della serpentina nel modello è data dalla somma degli allungamenti delle due bielle, essendo queste in serie.

$$\Delta l_{serp} = 2 \cdot 90.181 = 180.362mm$$

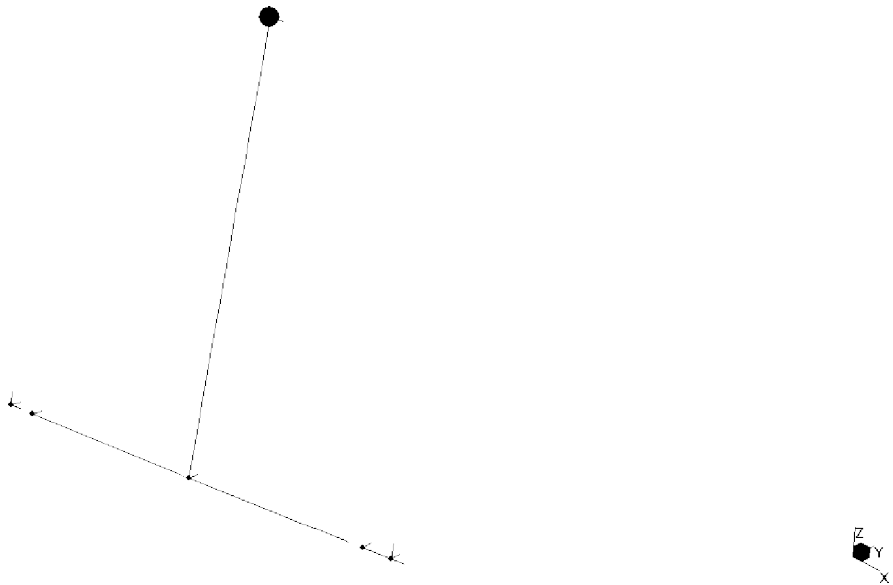
La serpentina reale ha subito un allungamento di 233 mm, quindi la differenza tra i risultati della modellazione e il valore reale di allungamento è $233 - 180.36 = 52.64mm$.

Questa differenza di circa 5.3 cm può essere considerata accettabile in funzione delle approssimazioni effettuate nella modellazione.

7 ANALISI PARAMETRICA CON DIVERSE ALTEZZE DI RILASCIO

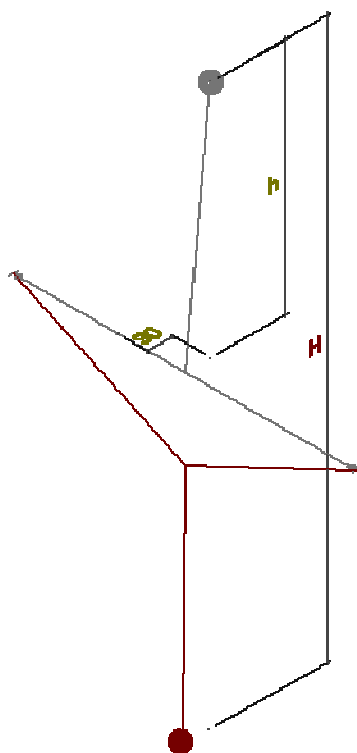
Si è studiato il comportamento del sistema di sicurezza considerando variabile l'altezza della configurazione iniziale della massa da 100 kg.

Si modella il sistema di sicurezza vincolando le traslazioni degli estremi della fune, trascurando così la presenza dei montanti, al fine di valutare il solo effetto della serpentina.



Modello sistema molle-fune per caduta massa

Relazione tecnico descrittiva della Prova di Tenuta e Osservazioni Conclusive



L'altezza di caduta H è definita come lo spostamento della massa dalla configurazione iniziale al punto in cui è massimo il carico assiale sulla catena cavo.

Definita h l'altezza di rilascio della massa misurata dall'asse della fune, i risultati ottenuti al variare di h sono descritti nella tabella a seguire.

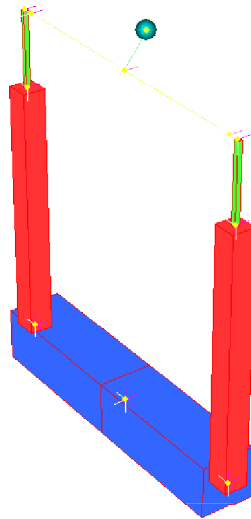
Altezza di rilascio h [m]	Altezza di caduta H [m]	Carico sulla catena [N]	Time step t [s]
1.8	5.055	7227.9	1.11
2	5.518	7473.8	1.15
2.8	7.346	8271.4	1.32
3	7.800	8585.4	1.35
3.5	8.928	8988.1	1.44
3.6	9.154	8927	1.46
4	10.551	9280	1.53

Il valore di carico $F = 12000$ N previsto al §5.3.4 della UNI EN 795 non pare raggiungibile con il sistema studiato (con un'altezza di caduta di 10 m il carico massimo raggiunto teoricamente è 9280 N).

7.1 Considerazioni sull'impatto a terra

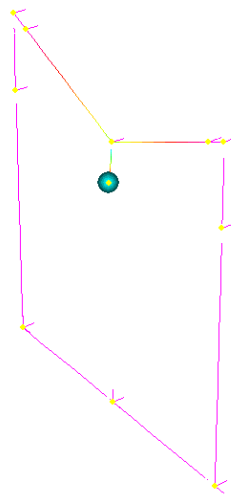
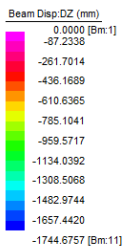
Considerando una altezza di rilascio di 40 cm rispetto all'asse della linea vita, ovvero una altezza dal camminamento di 1.40 m si verifica quanto è l'abbassamento della massa rispetto alla sua posizione iniziale per verificare che il lavoratore, in caso di caduta, non urti il piano sottostante.

La serpentina è modellata con due bielle in serie come già specificato nella relazione tecnica. Si esegue un'analisi non lineare di transitorio dinamico, quindi dipendente dal tempo. Si assegnano 100 step di 0.01 secondi, per poter vedere la risposta della struttura alla caduta della massa.



Modello del telaio con massa 100 kg – altezza di caduta 0.40 m – vista 3D

Relazione tecnico descrittiva della Prova di Tenuta e Osservazioni Conclusive



Posizione massa al tempo $T = 0.7$ s

Dopo 0.7 secondi la massa si trova a un'altezza $H = 1.745$ m rispetto alla posizione iniziale. Essendo la corda alla quale è collegata la massa inestensibile e nel modello misura 0.50 m, per ottenere la posizione reale della massa si aggiunge all'altezza di caduta la dimensione restante della corda reale che misura 1 metro.

$$H = 1.745 + 0.5 = 2.245 \text{ m.}$$

L'abbassamento ammesso affinché non vi sia impatto tra la persona e il piano sottostante è stato stimato di circa 3.30 m, per tanto la verifica risulta soddisfatta.

8 CONCLUSIONI

La modellazione eseguita in questa fase ha consentito di riprodurre numericamente i risultati della prova di tenuta effettuata presso la sede ASE in data 20/10/10, in particolare per quanto riguarda il reale comportamento della serpentina.

Sono state eseguite le seguenti due modellazioni non lineari:

- Modellazione con elementi solidi a comportamento non lineare materiale e geometrico della serpentina;
- Modellazione non lineare del transitorio di caduta della massa soggetta alla accelerazione di gravità, connessa al sistema completo linea vita – dissipatore – montanti – colonne – fondazione.

Il sistema con dissipatore è tale per cui anche con altezze di caduta nettamente superiori (fino a 10 m di caduta libera) non è possibile raggiungere il carico sulla catena inestensibile previsto dalla UNI EN 795; questo ci permette di affermare che il sistema proposto (montanti + serpentina + cavo) risulta avere un ottimo comportamento in termini di resistenza e di riduzione della forza di arresto sull'operatore. Nelle normali condizioni di utilizzo la caduta dell'operatore si conclude senza impatto sul terreno.

STUDIO DI
SISTEMI DI SICUREZZA
CONTRO LE CADUTE DALL'ALTO

ESECUTIVO MONTANTE E SERPENTINA
SCHEMA PER PROVA DI CADUTA

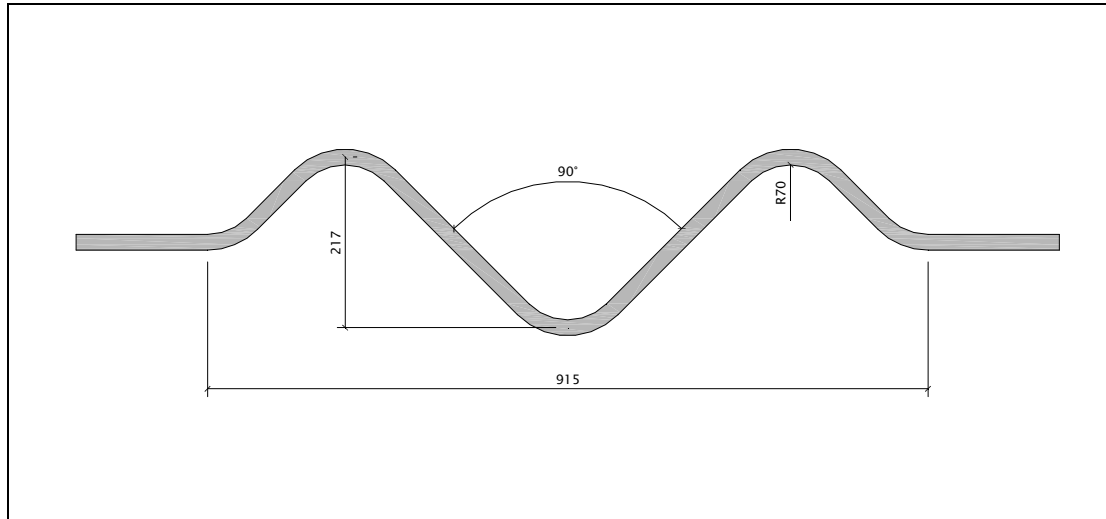


1 INDICE

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>	<i>13</i>
5.2.2	<i>Cedimento per sfilamento dell'ancorante</i>	<i>14</i>
5.2.3	<i>Cedimento con cono di calcestruzzo</i>	<i>14</i>
5.2.4	<i>Cedimento con frattura del calcestruzzo</i>	<i>14</i>
5.2.5	<i>Carico resistente di progetto</i>	<i>14</i>
5.3	RESISTENZA A TAGLIO	14
5.3.1	<i>Cedimento dell'acciaio</i>	<i>14</i>
5.3.2	<i>Rottura per estrazione con leva</i>	<i>14</i>
5.3.3	<i>Cedimento del bordo di calcestruzzo.....</i>	<i>15</i>
5.3.4	<i>Carico resistente di progetto</i>	<i>15</i>
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

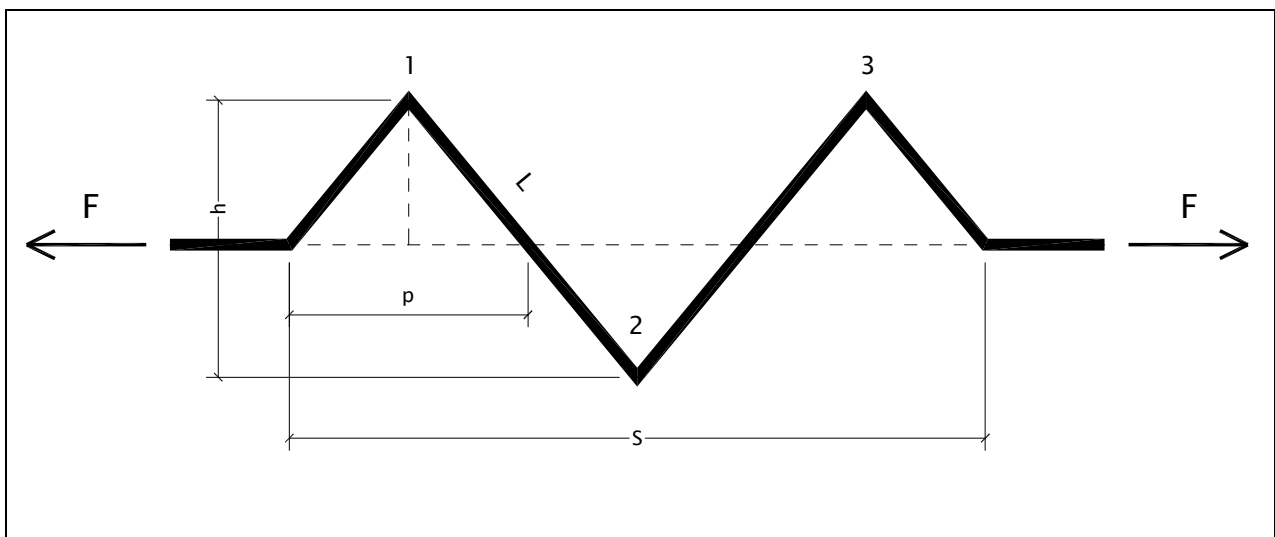
3 DISSIPATORE A SERPENTINA



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

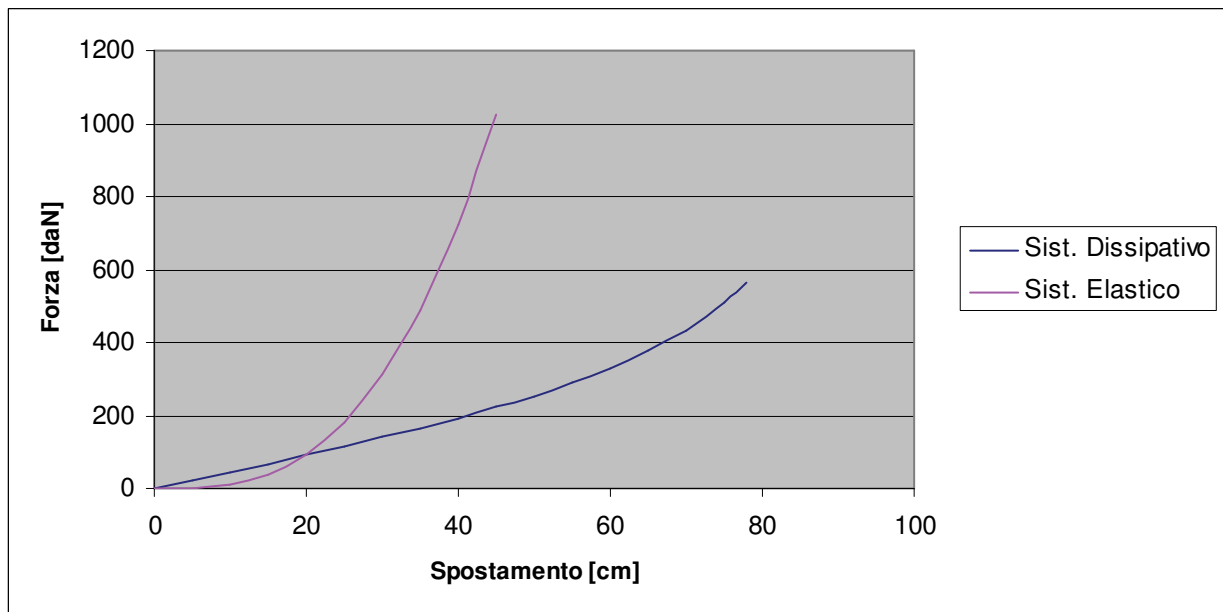
$$F = \frac{M_u}{h'/2}$$

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

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

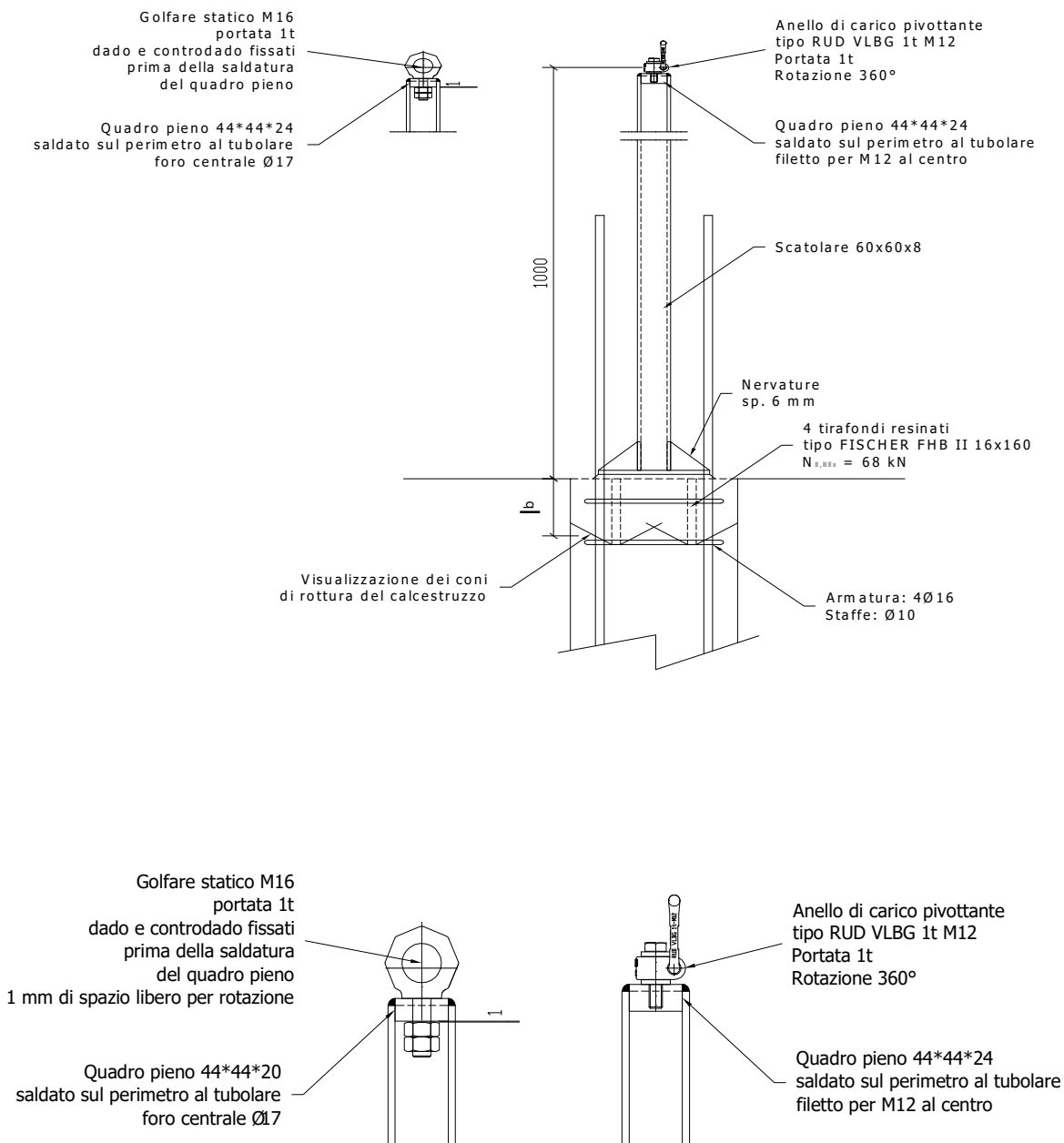
Montante										
Sezione	Area	E	Wp	J	i	H	λ	ω	DM	
	cmq	daN/cmq	cmc	cm ⁴	cm	cm			cm	
7	scatolare 60*60*8	16	2100000	30.40	69.70	2.09	100	95.82	2.41	400
8	scatolare 60*60*6.3	13.1	2100000	26.00	61.60	2.17	100	92.23	2.31	400

Sezione	Montanti	δ	α	TF	Fx	Fz	c	σ	
		cm	rad	daN	daN	daN		daN/cmq daN/cm ²	
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:

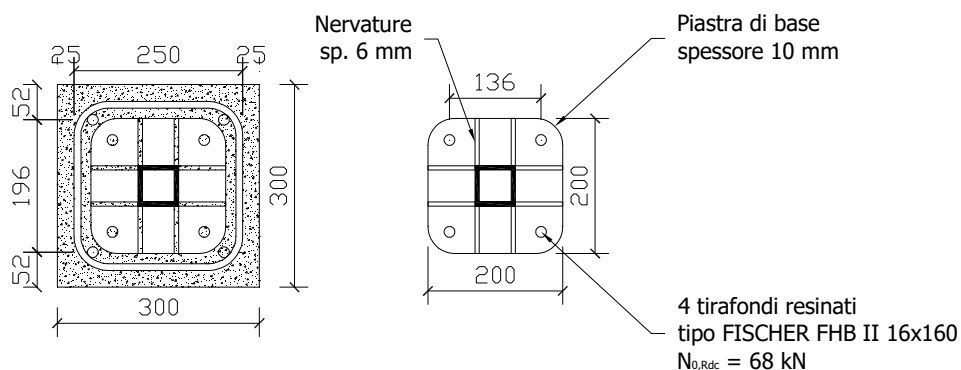
- geometria e tipologia del fissaggio;
- resistenza del calcestruzzo;

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

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

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

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

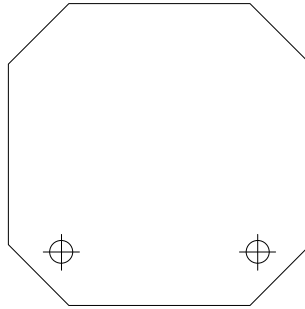
$$f_{bd} = 1.89 \text{ Mpa}$$

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

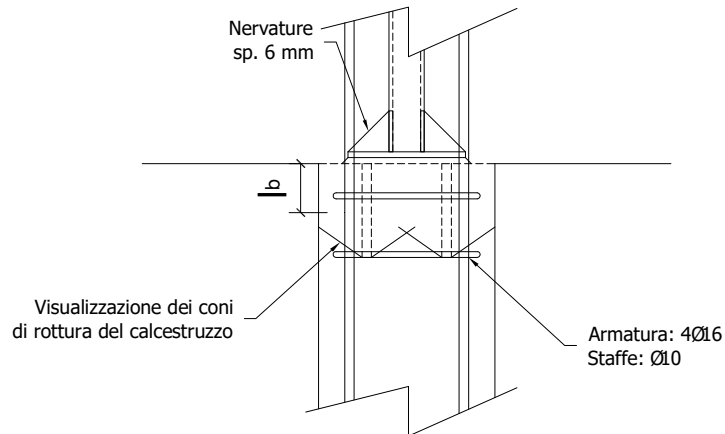
Verifica in combinazione 1

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

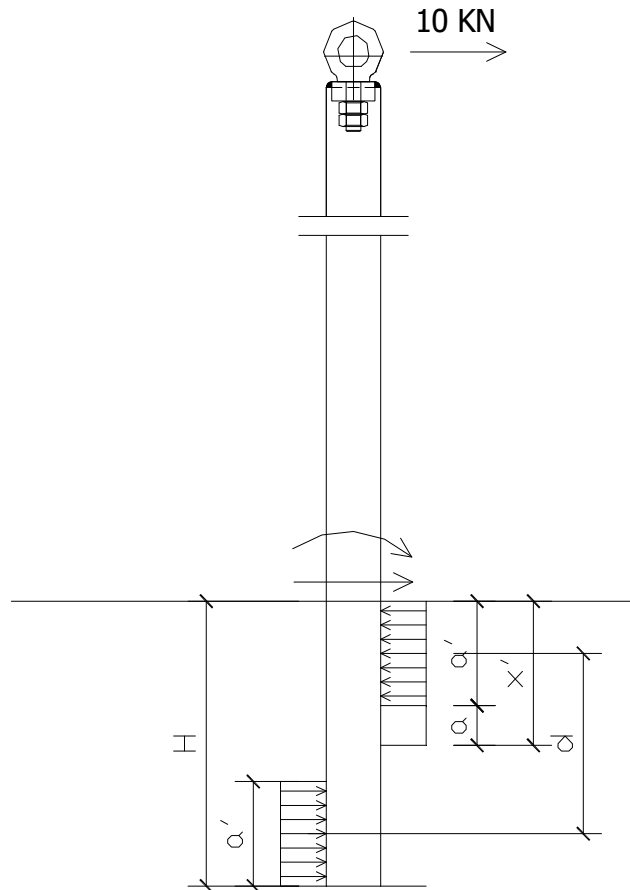
$$W_{pl} = 6 \cdot 70^2 / 4 = 7350 \text{ mmc}$$

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

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

$$FS = 0.45 / 2.08 = 0.22$$

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*)

$V = 10000 \text{ N}$

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

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

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

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

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

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

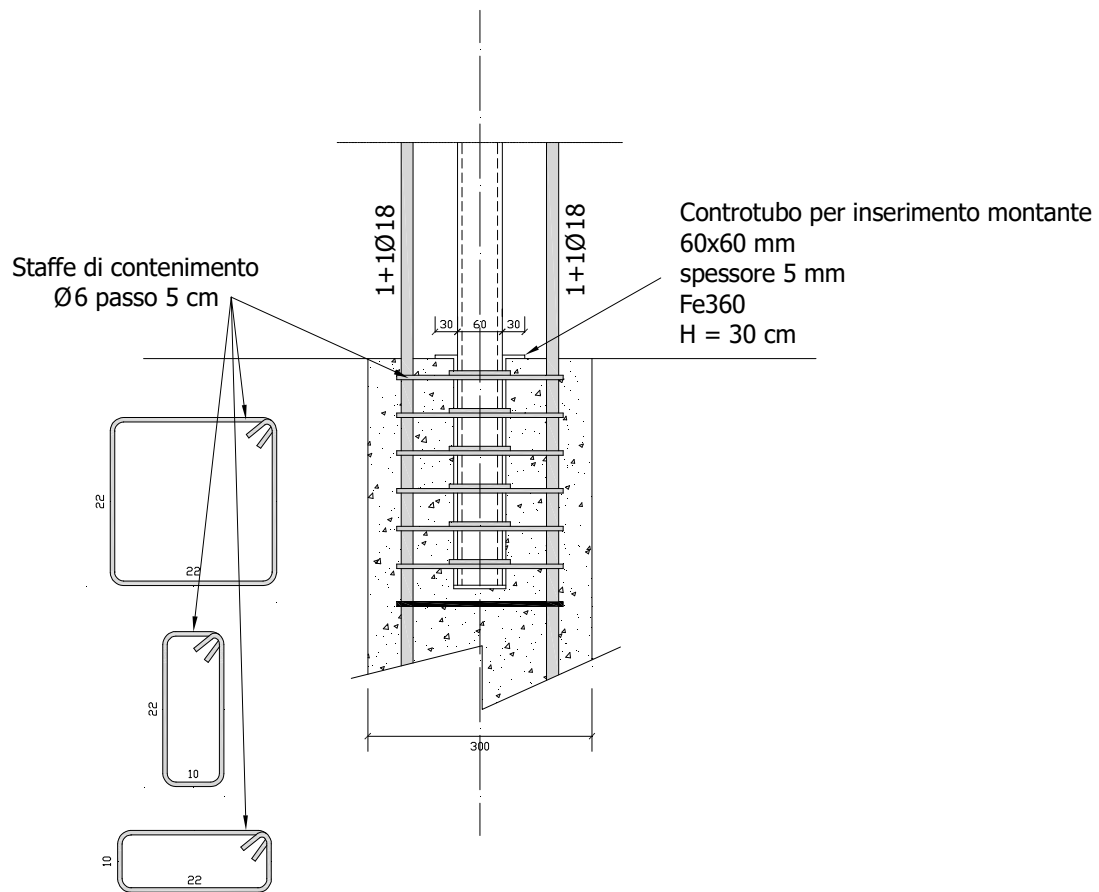
$z = d - (x/2) = 270 - (33.6/2) = 253.2 \text{ mm}$

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

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

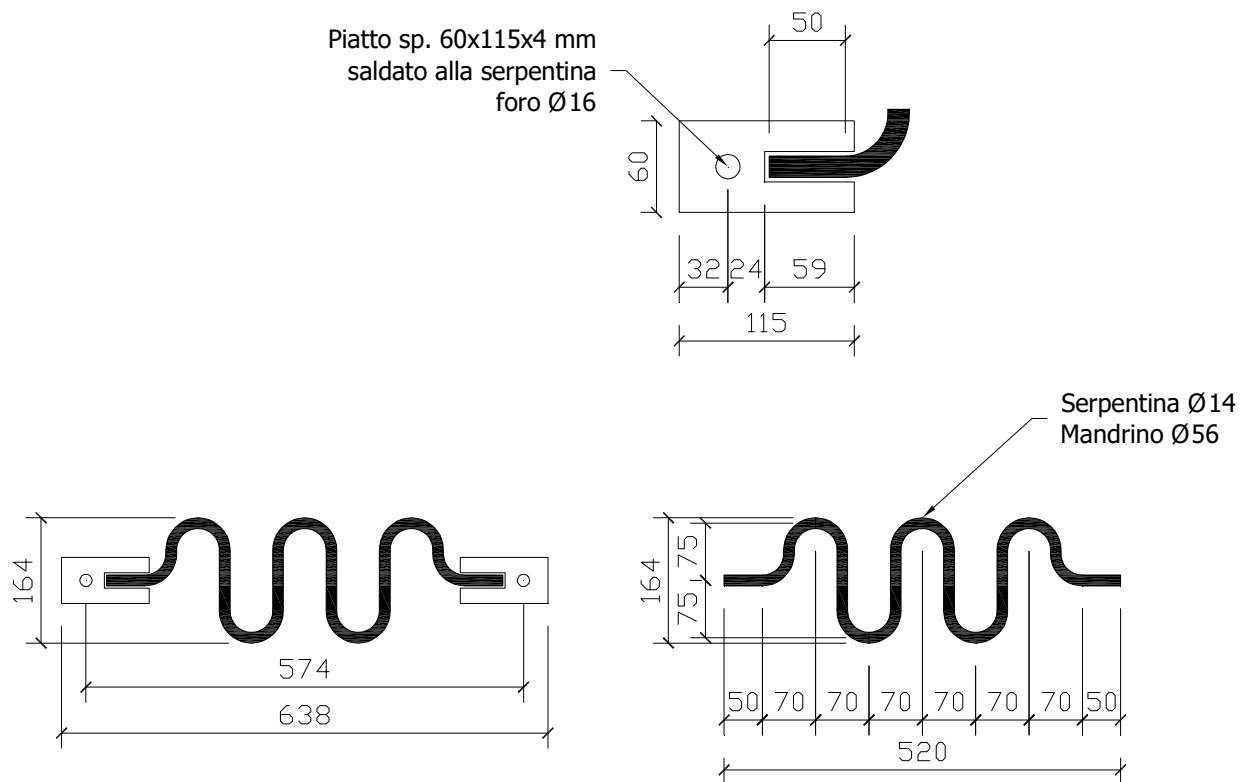
Dettagli costruttivi

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

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

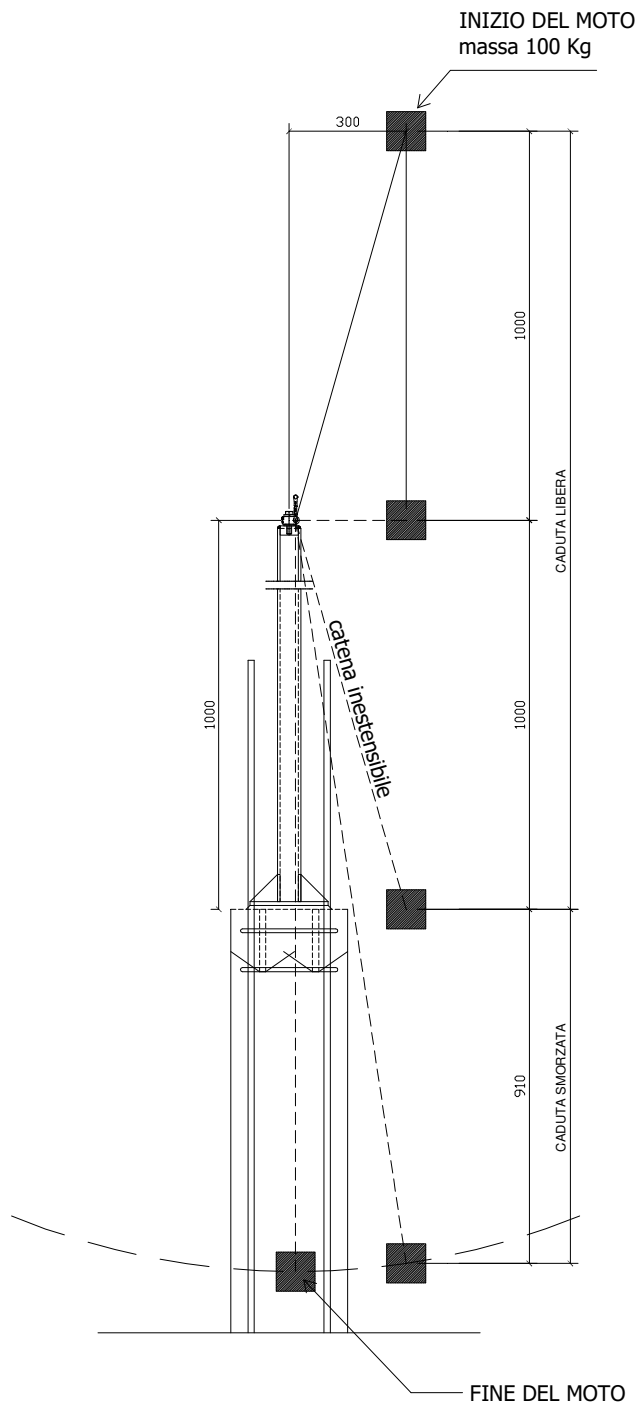
Se realizzato in acciaio Fe360 (S235), è in grado di portare un carico ultimo pari a:

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

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

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

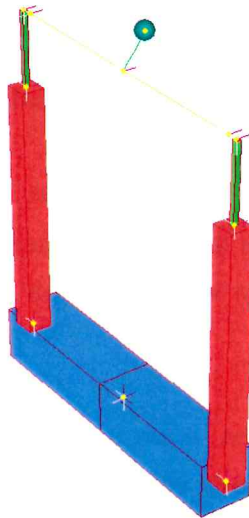
8 SCHEMA PER L'ESECUZIONE DELLA PROVA DI CADUTA



1 Altezza di rilascio

Considerando una altezza di rilascio di 40 cm rispetto all'asse della linea vita, ovvero una altezza dal camminamento di 1.40 m si verifica quanto è l'abbassamento della massa rispetto alla sua posizione iniziale per verificare che il lavoratore, in caso di caduta, non urti il piano sottostante.

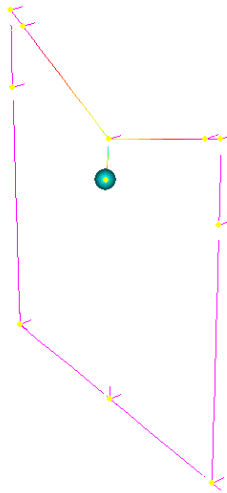
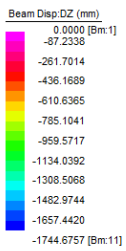
La serpentina è modellata con due bielle in serie come già specificato nella relazione tecnica. Si esegue un'analisi non lineare di transitorio dinamico, quindi dipendente dal tempo. Si assegnano 100 step di 0.01 secondi, per poter vedere la risposta della struttura alla caduta della massa.



Modello del telaio con massa 100 kg – altezza di caduta 0.40 m – vista 3D



Relazione tecnico descrittiva della Prova di Tenuta e Osservazioni Conclusive



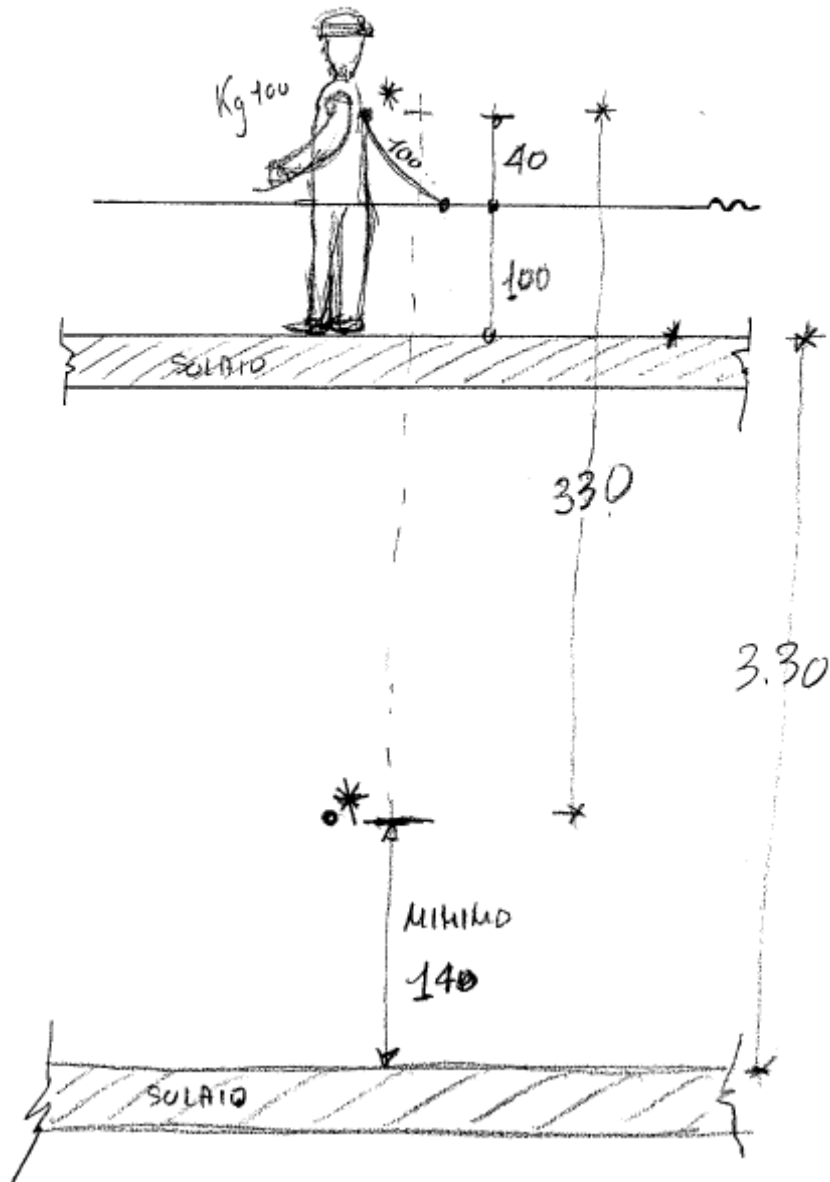
Posizione massa al tempo $T = 0.7$ s

Dopo 0.7 secondi la massa si trova a un'altezza $H = 1.745$ m rispetto alla posizione iniziale. Essendo la corda alla quale è collegata la massa inestensibile e nel modello misura 0.50 m, per ottenere la posizione reale della massa si aggiunge all'altezza di caduta la dimensione restante della corda reale che misura 1 metro.

$$H = 1.745 + 0.5 = 2.245 \text{ m.}$$

L'abbassamento ammesso affinché non vi sia impatto tra la persona e il piano sottostante è stato stimato di circa 3.30 m, per tanto la verifica risulta soddisfatta.

DIMOSTRAZIONE ALTEZZE DI
RILASCIO



Dimostrazione altezze di rilascio

VERIFICHE DI RESISTENZA RETE ASE CON MODELLAZIONE FEM

RELAZIONE TECNICA



1 Indice

1	Indice.....	2
2	Descrizione generale	3
3	Normativa di riferimento	3
4	Caratteristiche dei materiali	4
5	Analisi strutturale	5
6	Risultati dell'analisi	7
6.1	Caso 1	7
6.2	Caso 2	10
7	Tabella di riepilogo risultati	14
8	Verifica rompitratta in legno	15
8.1	Ipotesi A	16
8.2	Ipotesi B	21
9	Conclusioni	31
9.1	Rete in polipropilene.....	31
9.2	Rompitratta in legno.....	32

2 Descrizione generale

Oggetto della presente relazione è valutare il comportamento della rete di sicurezza nel sistema proposto da ASE soggetta alla caduta di una massa di 100 kg e diametro 50 cm, da un'altezza di 1 m.

La rete è costituita da una maglia regolare di dimensione 10x10 cm, è lunga 6 metri e viene applicata tra due rompitratta distanti 1.20 m con un abbassamento in mezzzeria della rete di 20 cm. La rete è collegata ai rompitratta in legno tramite cappi disposti a una distanza di 1.50 m. Sono presenti dei puntoni in legno che vincolano i rompitratta.

La rete è omologata in base alle norme UNI EN 1263-1 e UNI EN 1263-2.

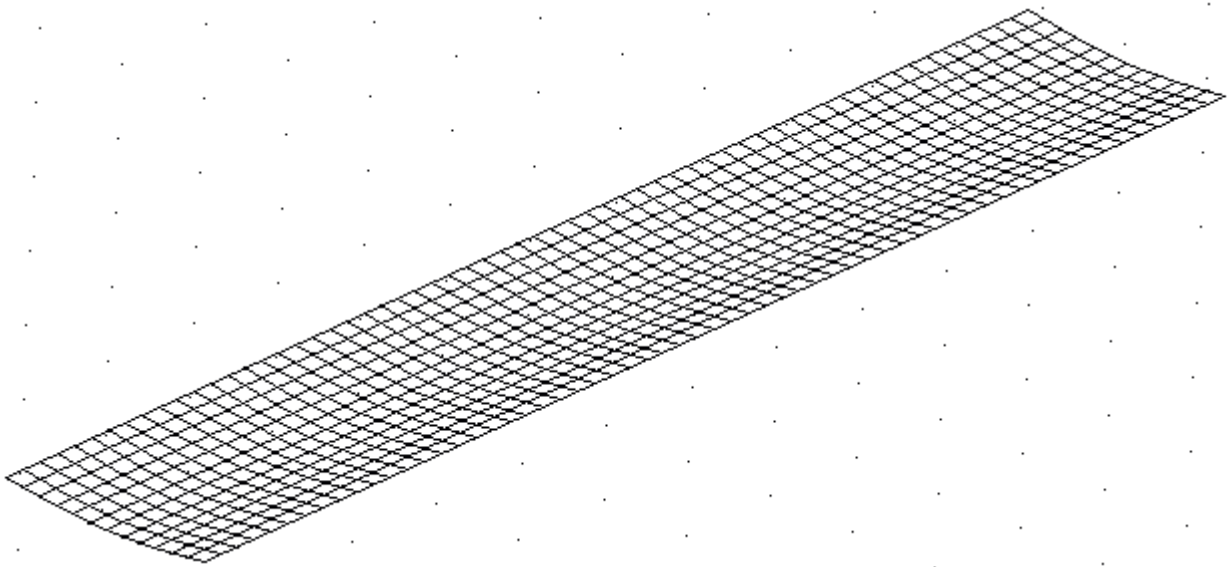


Figura 1: Geometria della rete

3 Normativa di riferimento

- Norma UNI EN 1263-1:2000 "Reti di sicurezza. Requisiti di sicurezza, metodi di prova";
- Norma UNI EN 1263-2:2000 "Reti di sicurezza. Requisiti di sicurezza per il montaggio delle reti di sicurezza".
- DM. 14.01.2008: "Nuove norme tecniche per le costruzioni" [NTC08] e Circolare di applicazione del 02.02.2009 n. 617.

4 Caratteristiche dei materiali

La rete è in multibava di polipropilene, costituita da una maglia 10x10 cm formata da corde di 4 mm di diametro. La rete presenta ai bordi una corda da 8 mm in poliestere.

Le caratteristiche della rete in polipropilene sono indicate nella tabella a seguire.

$\gamma = 500 \text{ kg/mc}$ densità
 $E = 1 \text{ GPa}$ modulo di elasticità

Le caratteristiche della corda in polietilene sono indicate nella seguente tabella.

$\gamma = 1380 \text{ kg/mc}$ densità
 $E = 5 \text{ GPa}$ modulo di elasticità

Si assegna al materiale un legame elastico lineare.

Sono state eseguite delle prove a rottura in laboratorio, sia sulla rete con maglia 10x10 cm, sia sulla corda. Si riportano a seguire i risultati forniti dalla ditta produttrice.

	Maglia 10x10	Corda
Forza di rottura [kN]	2.8	31

5 Analisi strutturale

La rete è modellata con un programma di calcolo agli elementi finiti in cui ogni elemento della maglia è rappresentato come un sistema di due bielle, per permetterne la deformazione sotto il peso della massa. L'attacco al rompitratta è modellato come un vincolo fisso, che blocca gli spostamenti e permette le rotazioni. Infine la massa è modellata come corpo rigido.

L'altezza di caduta della massa è fissata ad 1 m rispetto al piano della rete. Considerando la legge di conservazione dell'energia per un corpo lasciato cadere da una quota di 1 m, esso raggiunge una velocità $v=4.43$ m/s sul piano della rete. Si è dunque proceduto alla modellazione della massa lanciata a velocità costante sulla rete, trascurando altri effetti dovuti alla forza di gravità.

Infine si è ipotizzato che gli effetti sulla rete si estinguessero dopo pochi metri dal punto di impatto, si è proceduto quindi alla modellazione di una rete di lunghezza $L=6$ m. Questa ipotesi iniziale è avvalorata dai risultati numerici riportati, infatti le zone con più alta deformazione si concentrano in prossimità del punto di caduta della massa.

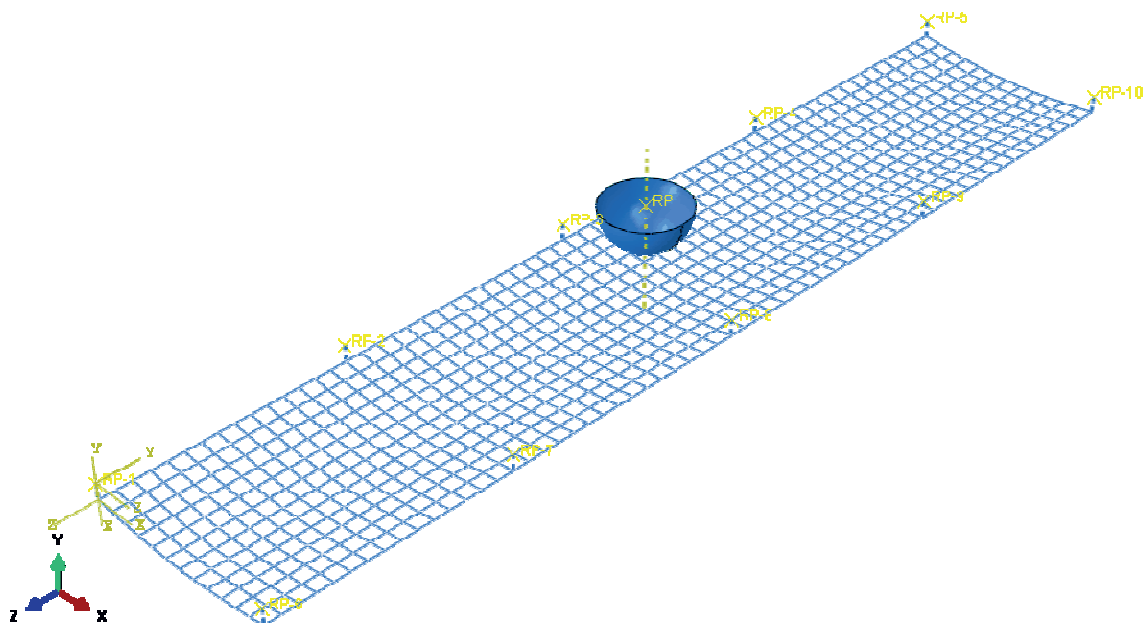


Figura 2: Modello ad elementi della rete

Si distinguono due possibili configurazioni, riportate nelle immagini a seguire:

- 1) Caso 1: la massa è centrale, cade tra 4 cappi

Verifiche di resistenza rete ASE con modellazione FEM
Relazione Tecnica

2) Caso 2: la massa cade tra 2 cavi

Nelle immagini sono evidenziati in rosso i punti vincolati, in cui sono disposti i cavi, ad una distanza nominale indicata di 1,5 m.

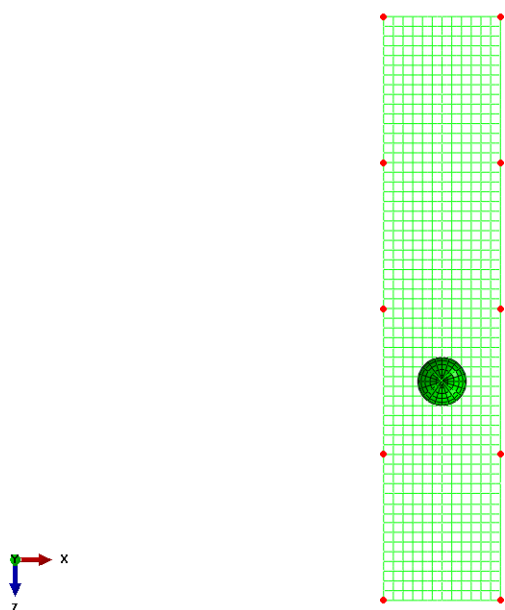


Figura 3: Caso di carico 1

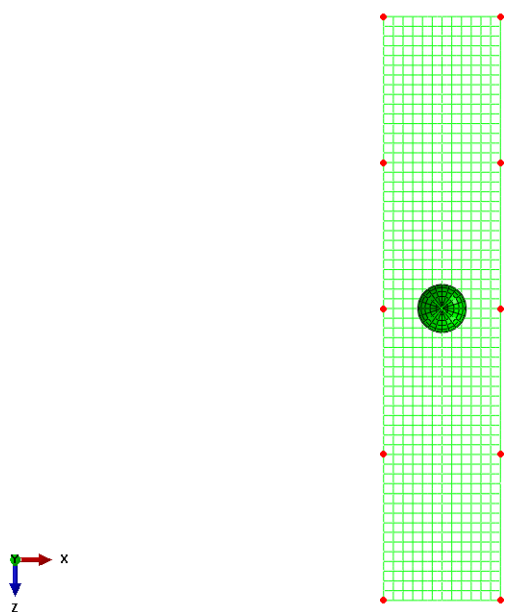


Figura 4: Caso di carico 2

6 Risultati dell'analisi

Le verifiche sono svolte in combinazione eccezionale, secondo quanto indicato nel paragrafo 2.5.3 delle NTC08. Non è stato quindi utilizzato alcun coefficiente di sicurezza per il materiale. Si riportano i risultati delle analisi eseguite sui due modelli della rete.

6.1 Caso 1

Il valore massimo in termini di spostamento e di sollecitazione nella rete si ottengono pochi istanti dopo l'impatto della massa. La deformata che rappresenta il punto di massima deformazione della rete è illustrato in *Figura 5*.

Le reazioni vincolari che nascono nei 4 cappi interessati dall'impatto sono indicate in *Figura 6*. Infine in *Figura 7* e in *Figura 8*, rispettivamente, vengono riportate le componenti delle reazioni vincolari su uno dei 4 cappi ed il diagramma dello spostamento e della sollecitazione massima del punto di impatto della rete.

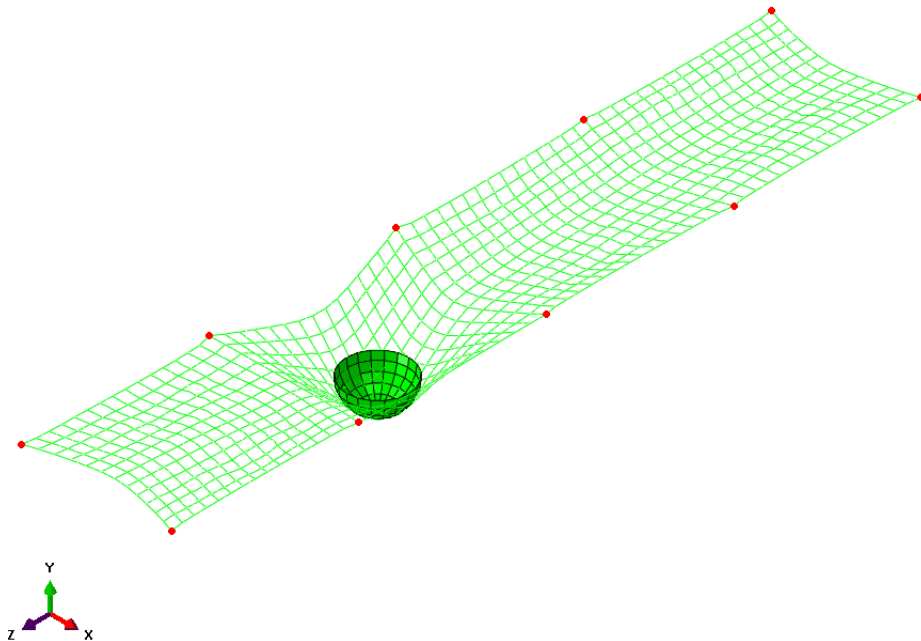


Figura 5: Deformata rete caduta massa caso 1

Verifiche di resistenza rete ASE con modellazione FEM
Relazione Tecnica

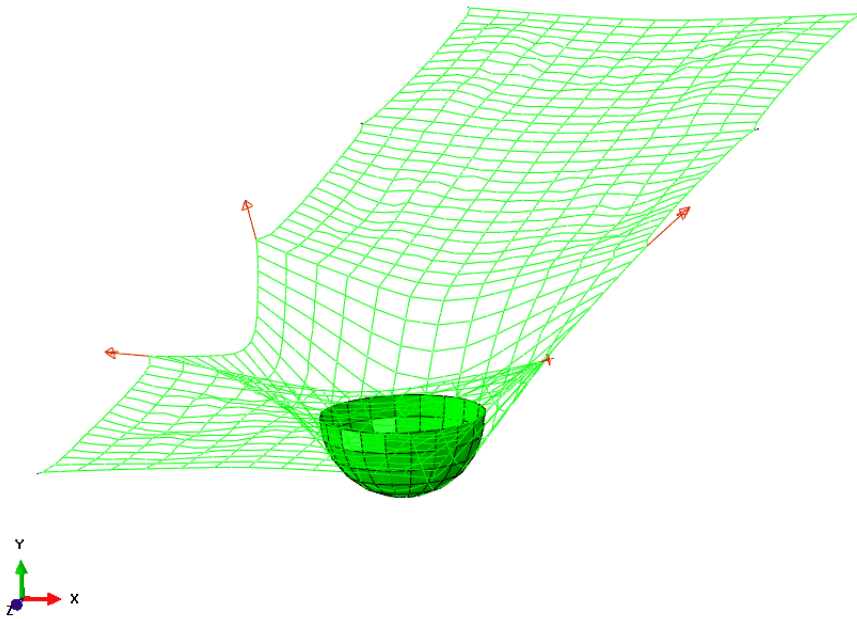


Figura 6: Reazioni vincolari nei cappi

Le componenti delle reazioni vincolari nelle direzioni principali, dove la direzione 1 corrisponde all'asse X, la direzione 2 corrisponde all'asse Y e la direzione 3 corrisponde all'asse Z, sul gancio più sollecitato sono le seguenti, indicate con il loro modulo:
Nel grafico è indicato l'andamento del tempo delle tre componenti.

$$RF1 = R_x = 3132.5 \text{ N}$$

$$RF2 = R_y = 2534 \text{ N}$$

$$RF3 = R_z = 8684 \text{ N}$$

Verifiche di resistenza rete ASE con modellazione FEM
Relazione Tecnica

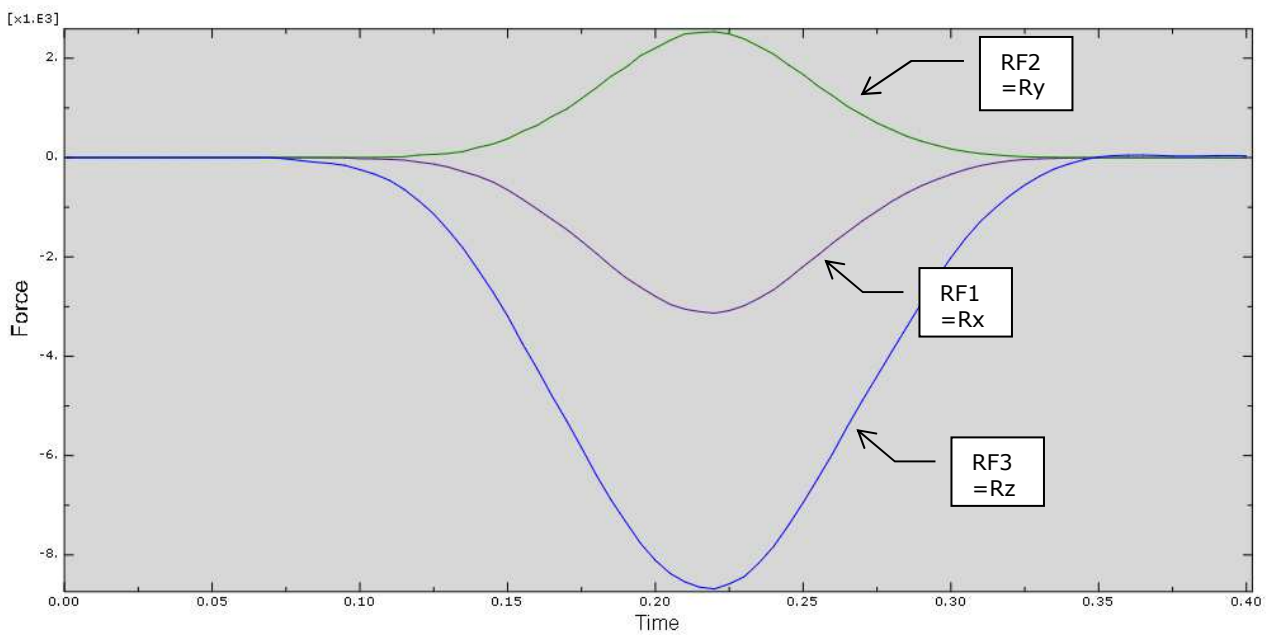


Figura 7: Reazioni vincolari $RF1$ $RF2$ $RF3$ nel tempo sul coppia maggiormente sollecitato

L'andamento della tensione massima che si riscontra dal modello viene rappresentata nel grafico a seguire insieme all'abbassamento massimo.

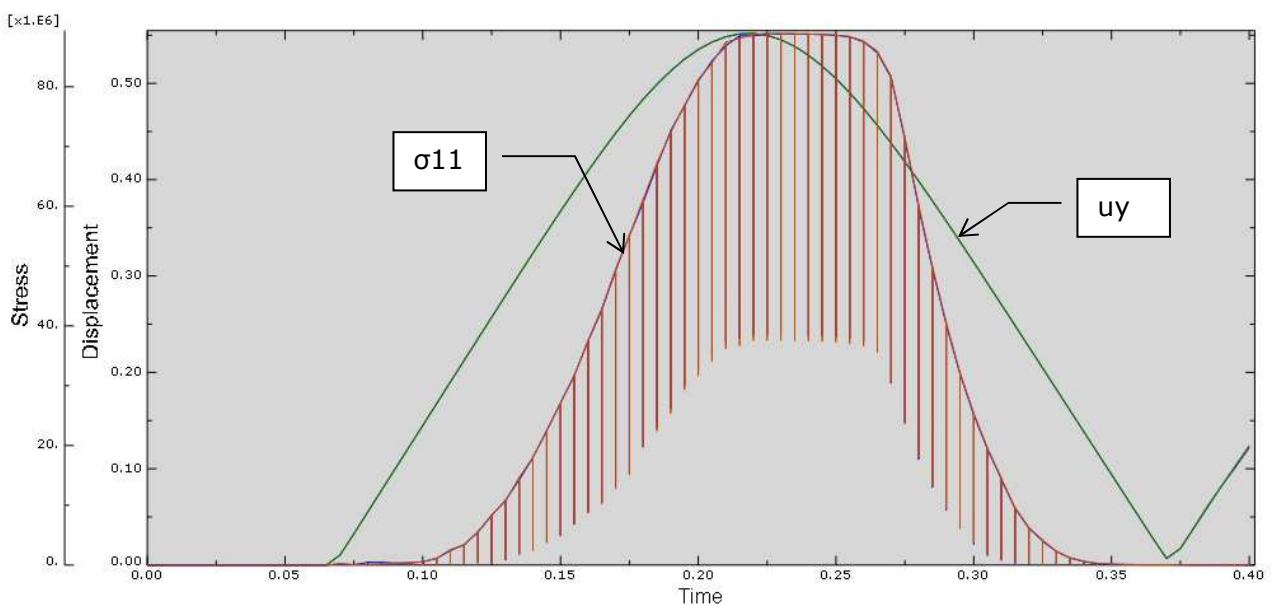


Figura 8: Andamento nel tempo di tensione e spostamento del nodo più sollecitato della maglia

Tensione massima: $S11 = \sigma_{11} = 90$ MPa

Abbassamento massimo: $u_y = 0.55 \text{ m}$

Area della maglia di diametro ipotizzato $d = 4\text{e-}3 \text{ m}$: $A = 1.2566\text{e-}5 \text{ m}^2$

Forza massima sulla corda, $N = S_{11} \cdot A = 1.13 \text{ kN}$

La forza di rottura determinata dalle prove sulla maglia è $N_r = 2.8 \text{ kN}$

Il fattore di sicurezza $FS = N/N_r = 0.40$.

6.2 Caso 2

Il valore massimo in termini di spostamento e di sollecitazione nella rete si ottengono pochi istanti dopo l'impatto della massa. La deformata che rappresenta il punto di massima deformazione della rete è illustrato in *Figura 9*.

Le reazioni vincolari che nascono nei 2 cappi interessati dall'impatto sono indicate in *Figura 10*. Infine in *Figura 11* e in *Figura 12*, rispettivamente, vengono riportate le componenti delle reazioni vincolari su uno dei 2 cappi ed il diagramma dello spostamento e della sollecitazione massima del punto di impatto della rete.

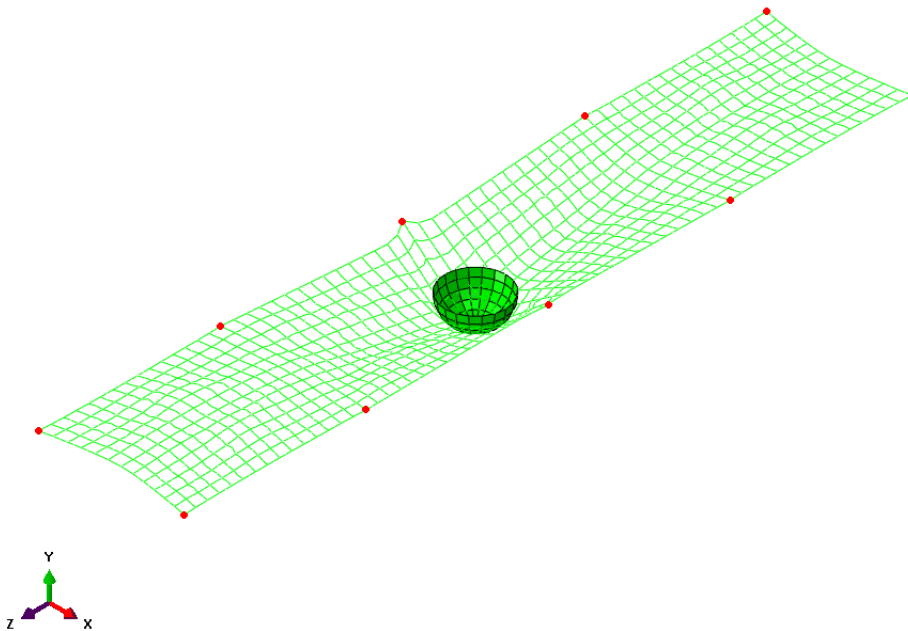


Figura 9: Deformata rete caduta massa caso 2

Verifiche di resistenza rete ASE con modellazione FEM
Relazione Tecnica

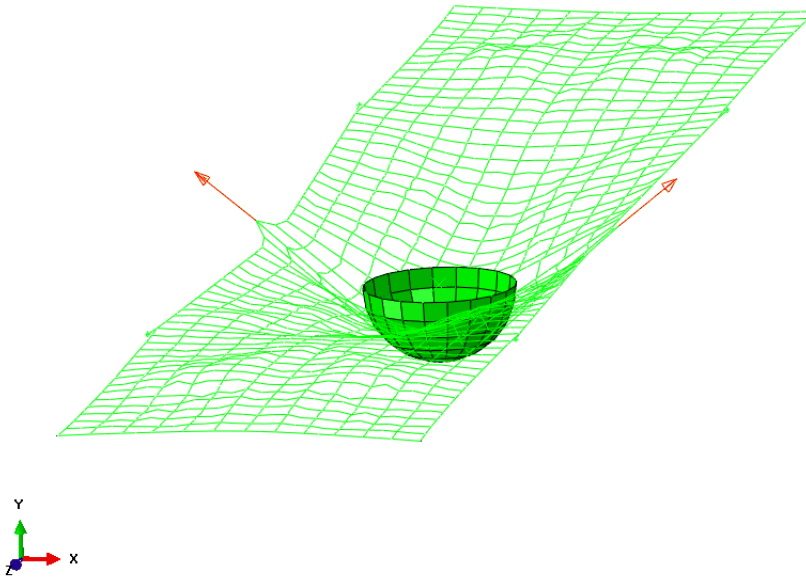


Figura 10: Reazioni vincolari nei cappi

Le componenti delle reazioni vincolari nelle direzioni principali, dove la direzione 1 corrisponde all'asse X, la direzione 2 corrisponde all'asse Y e la direzione 3 corrisponde all'asse Z, sul gancio più sollecitato sono le seguenti, indicate con il loro modulo:

$$RF1 = R_x = 5409.5 \text{ N}$$

$$RF2 = R_y = 4475.5 \text{ N}$$

$$RF3 = R_z = 0.0057 \text{ N}$$

Nel grafico è indicato l'andamento del tempo delle tre componenti.

Verifiche di resistenza rete ASE con modellazione FEM
Relazione Tecnica

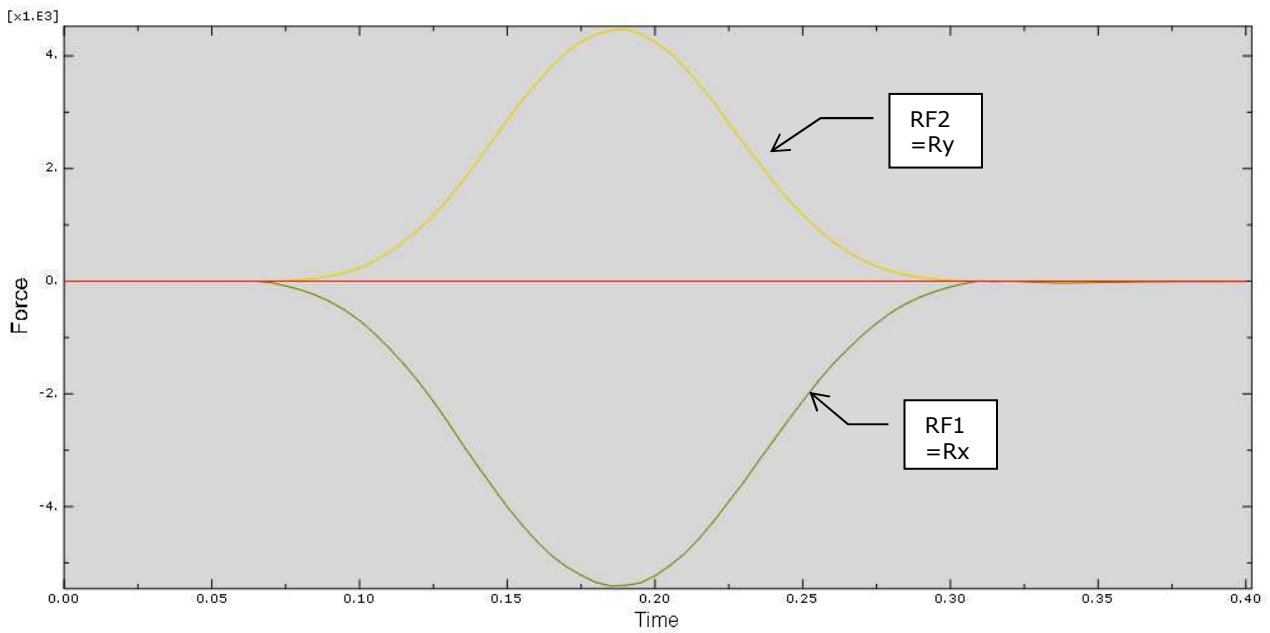


Figura 11: Reazioni vincolari RF1 RF2 RF3 nel tempo sul coppia maggiormente sollecitato

L'andamento della tensione massima che si riscontra dal modello viene rappresentata nel grafico a seguire insieme all'abbassamento massimo.

Verifiche di resistenza rete ASE con modellazione FEM
Relazione Tecnica

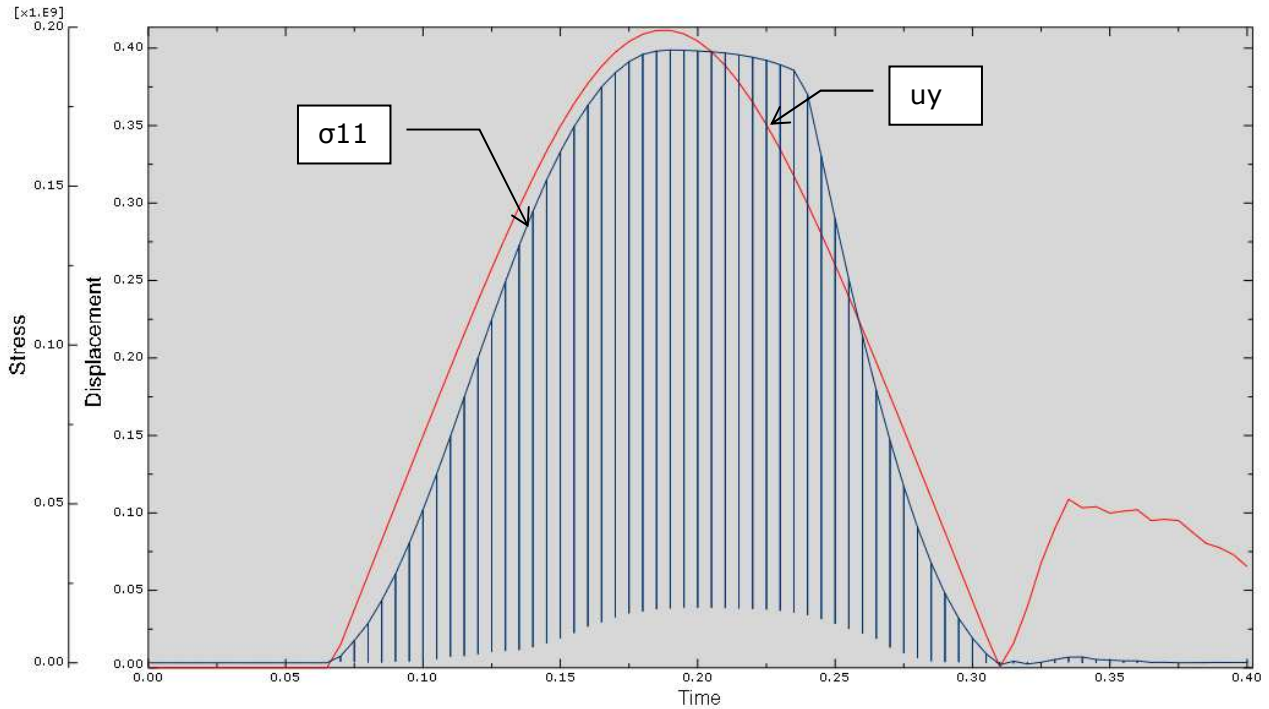


Figura 12: Andamento nel tempo di tensione e spostamento del nodo più sollecitato della maglia

Tensione massima: $S_{11} = \sigma_{11} = 0.19$ GPa

Abbassamento massimo: $u_y = 0.42$ m

Area della maglia di diametro ipotizzato $d = 4e-3$ m: $A = 1.2566e-5$ m²

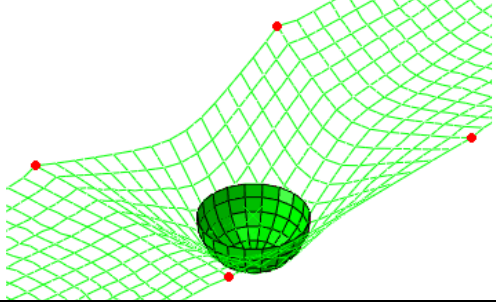
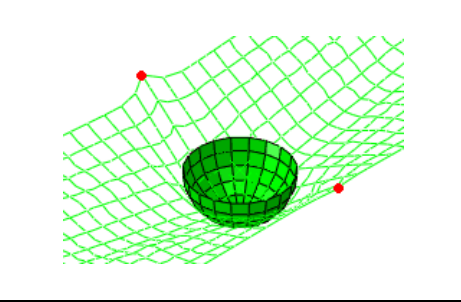
Forza massima sulla corda, $N = S_{11} \cdot A = 2.4$ kN

La forza di rottura determinata dalle prove sulla maglia è $N_r = 2.8$ kN

Il fattore di sicurezza $FS = N/N_r = 0.86$.

Questo fattore di sicurezza non è molto cautelativo nei confronti della rottura dichiarata dal produttore.

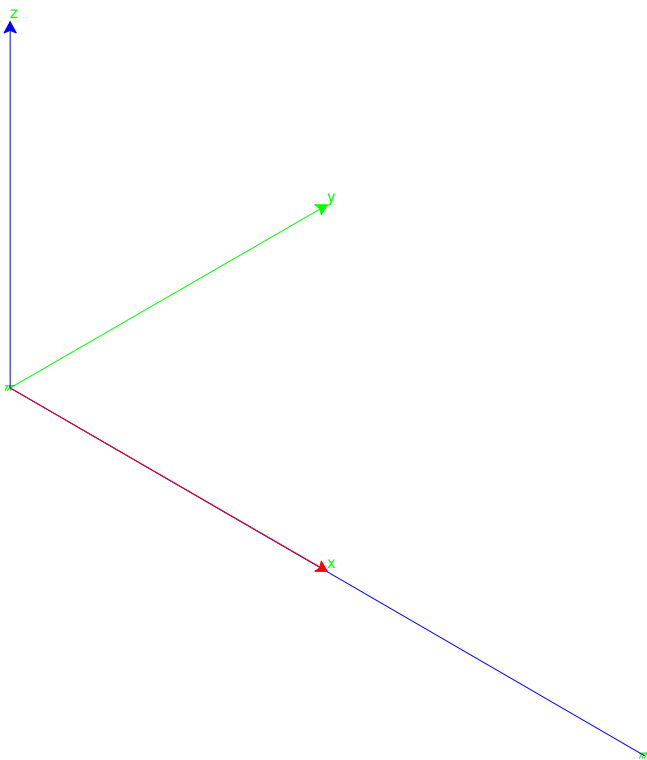
7 Tabella di riepilogo risultati

	CASO 1: MASSA TRA 4 CAPPI	CASO 2: MASSA TRA 2 CAPPI
DEFORMATA		
ABBASSAMENTO UY	0.55 m	0.42 m
TENSIONE MASSIMA	0.09 GPa	0.19 GPa
FORZA MASSIMA	1.13 kN	2.4 kN
FS	0.40	0.86

8 Verifica rompitratta in legno

Si procede alla verifica dei rompitratta in legno, posizionati come descritto nel capitolo 2, considerando le sollecitazioni che vengono trasmesse dai cappi di collegamento della rete.

Dal capitolo 6 si ottengono i valori delle sollecitazioni nei due casi ipotizzati, che vengono di seguito riportati rispetto al sistema di riferimento della trave schematizzato sotto; non si considera l'azione in direzione dell'asse della trave in quanto nel primo caso le risultanti nei due cappi sono uguali ed opposte quindi si annullano, mentre nel secondo caso tale azione è trascurabile.



1) Caso 1: la massa è centrale, cade tra 4 cappi

$$RF1 = R_y = 3.13 \text{ kN}$$

$$RF2 = R_z = -2.53 \text{ kN}$$

2) Caso 2: la massa cade tra 2 cappi

$$RF1 = R_y = 5.41 \text{ kN}$$

$$RF2 = R_z = -4.48 \text{ kN}$$

I rompitratta sono in legno massello C16 (secondo EN338-2009) e vengono analizzate due diverse possibili geometrie:

Verifiche di resistenza rete ASE con modellazione FEM
Relazione Tecnica

- A) Ipotesi A: rompitratta 120x120 mm lungo 3 metri con puntelli verticali ogni metro resistenti solo a compressione e puntoni orizzontali alle estremità della trave
- B) Ipotesi B: rompitratta 120x100 mm lungo 2 metri con puntelli verticali ogni metro e puntoni orizzontali alle estremità della trave

Essendo i rompitratta in semplice appoggio sui puntelli si considera che i puntelli fungano da vincolo solo per sforzi diretti verso il puntello stesso e non in direzione opposta.

Si riportano di seguito le verifiche considerando la sollecitazione trasmessa dalla rete un'azione istantanea in combinazione eccezionale, quindi con:

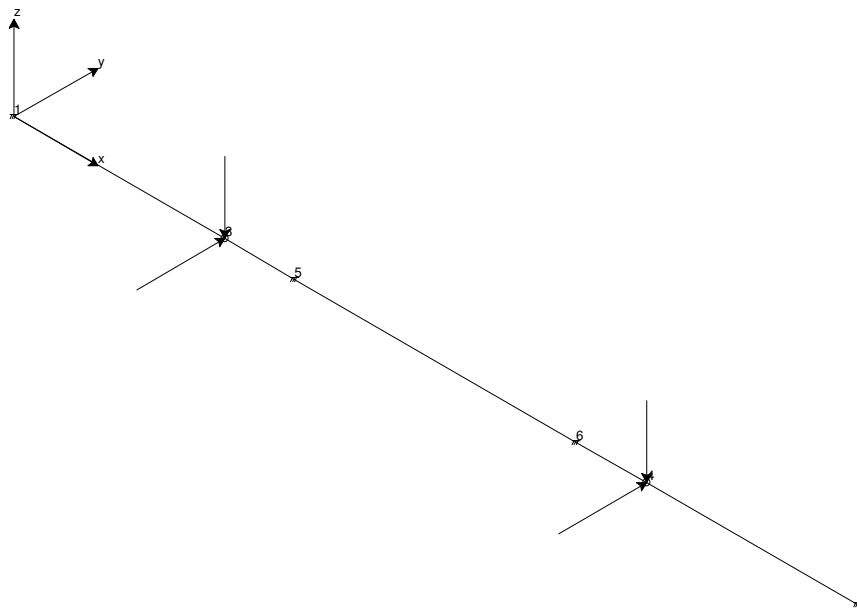
$$k_{mod} = 1.00$$

$$\gamma_M = 1.00$$

8.1 Ipotesi A

Caso1

Si riportano lo schema statico e i diagrammi del momento e del taglio.



Schema statico

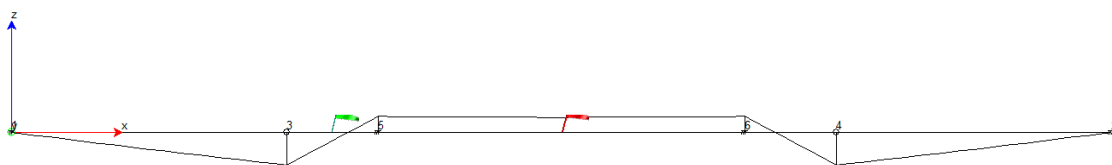


Diagramma del momento intorno all'asse y

Verifiche di resistenza rete ASE con modellazione FEM
Relazione Tecnica

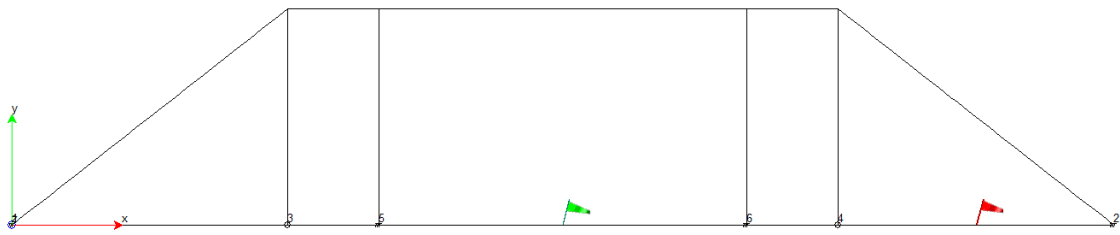


Diagramma del momento intorno all'asse z

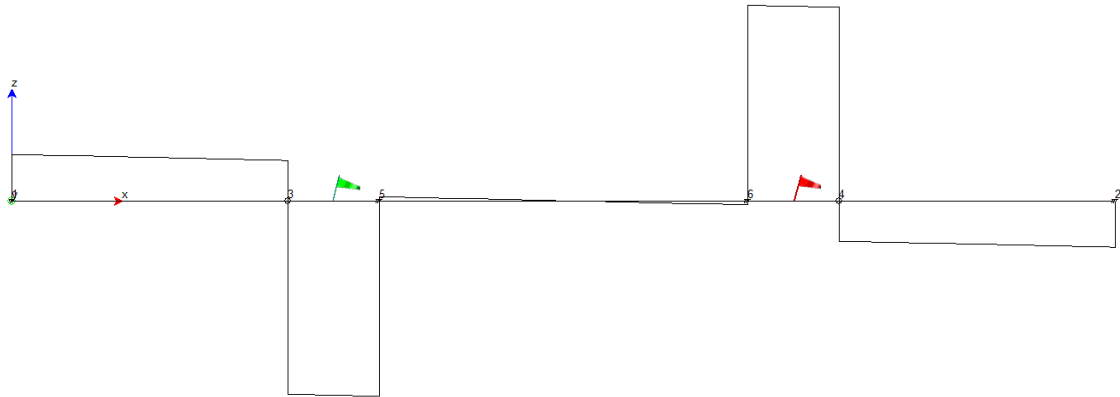


Diagramma del taglio nel piano xz

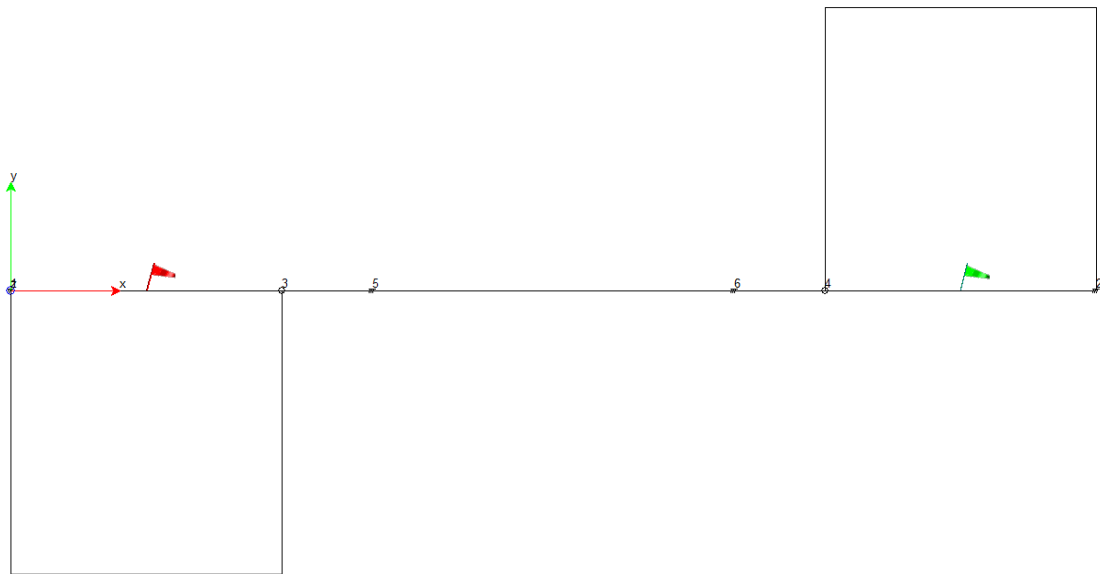


Diagramma del taglio nel piano xy

Verifica a flessione composta:

$$M_y = 0.35 \text{ kNm}$$

$$M_z = 2.35 \text{ kNm}$$

Verifiche di resistenza rete ASE con modellazione FEM

Relazione Tecnica

Sezione			Materiale: C16	
b =	120	mm	f _{mk} =	16 N/mm ²
h =	120	mm	γ _M =	1,00
W _y =	288000	mm ³	k _{mod} =	1,00
W _z =	288000	mm ³	k _{hz} =	1,05
Sollecitazioni			k _{hy} =	1,05
M _y =	350	Nm	f _{mdy} =	16,73 N/mm ²
M _z =	2350	Nm	f _{mdz} =	16,73 N/mm ²
σ _{my} =	1,22	N/mm ²		
σ _{mz} =	8,16	N/mm ²		
Verifiche				
0,41	<		1	
0,54	<		1	

Verifica a taglio deviato:

$$T_{xz} = 2.11 \text{ kN}$$

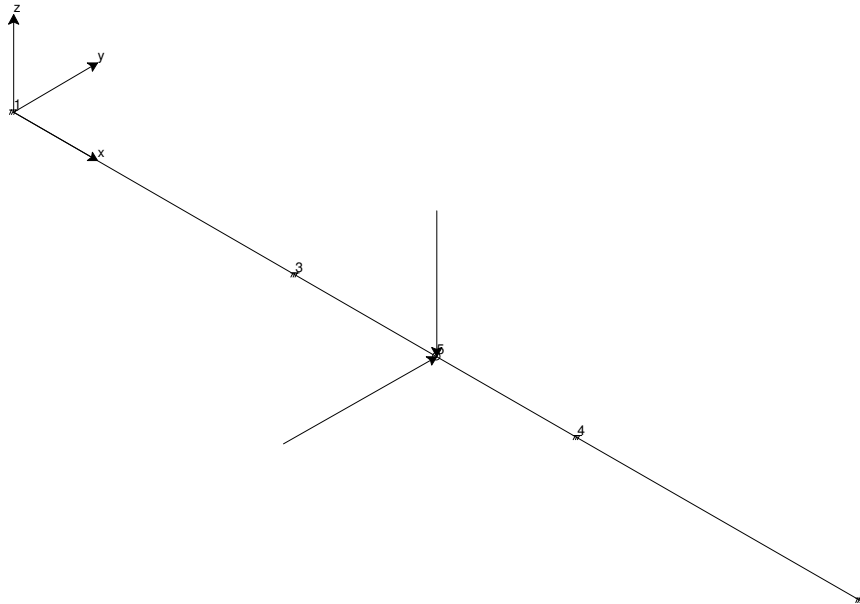
$$T_{xy} = 3.13 \text{ kN}$$

Sezione			Materiale: C16	
b =	120	mm	f _{mk} =	16 N/mm ²
h =	120	mm	f _{vk} =	1,8 N/mm ²
Sollecitazioni			γ _M =	1,00
V ₁₂ =	2110	N	k _{mod} =	1,00
V ₁₃ =	3130	N	f _{vd} =	1,80 N/mm ²
τ _d =	0,39	N/mm ²		
Verifica				
0,22	<		1	

Verifiche di resistenza rete ASE con modellazione FEM
Relazione Tecnica

Caso2

Si riportano lo schema statico e i diagrammi del momento e del taglio.



Schema statico

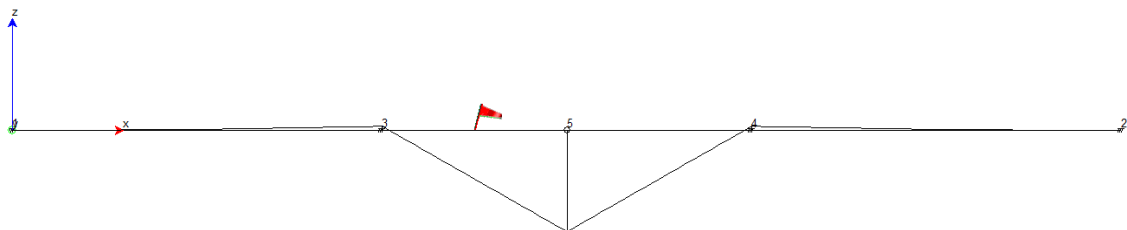
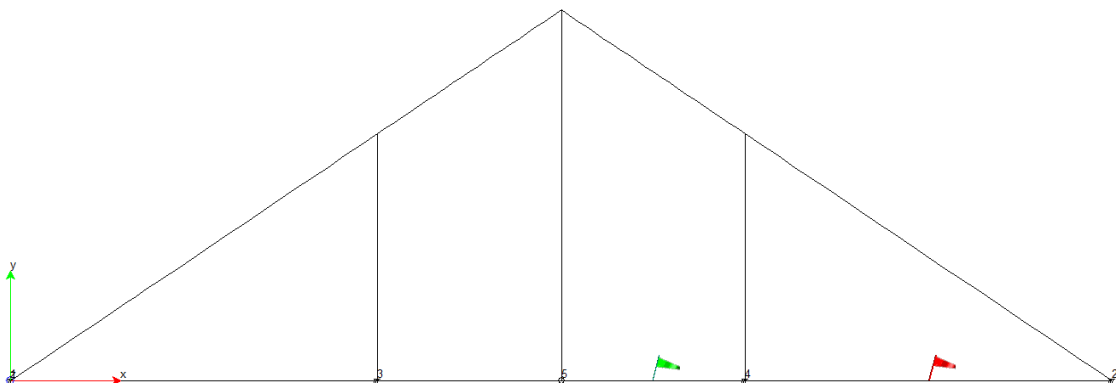


Diagramma del momento intorno all'asse y



Verifiche di resistenza rete ASE con modellazione FEM
Relazione Tecnica

Diagramma del momento intorno all'asse z

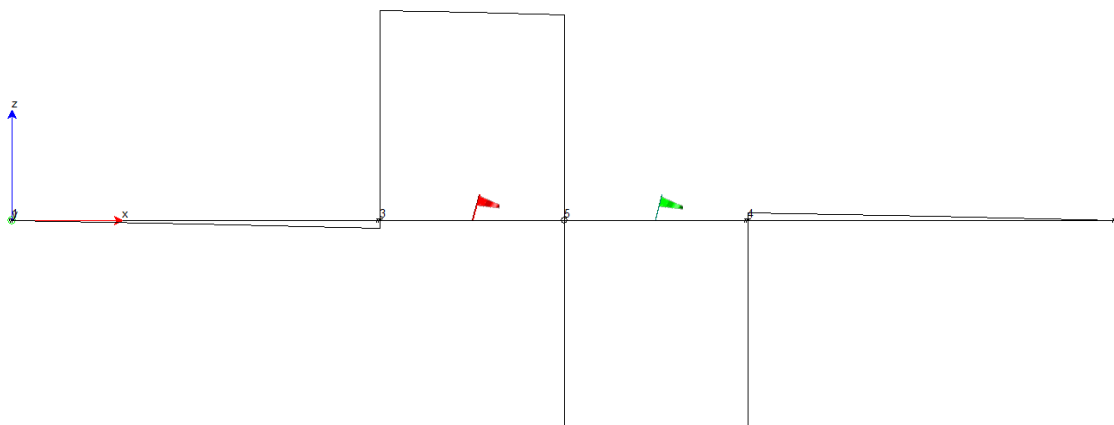


Diagramma del taglio nel piano xz

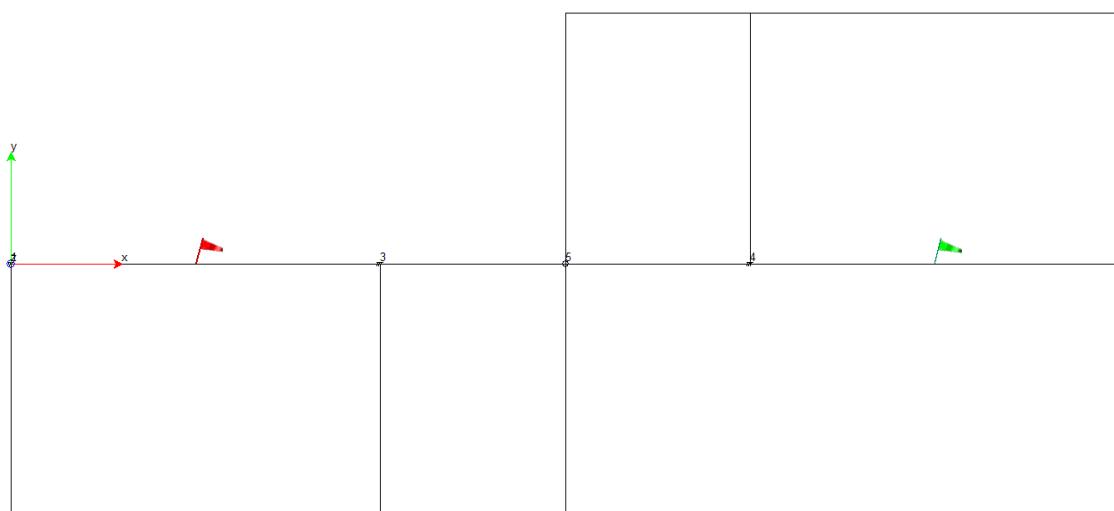


Diagramma del taglio nel piano xy

Verifica a flessione composta:

$$M_y = 1.09 \text{ kNm}$$

$$M_z = 4.06 \text{ kNm}$$

Verifiche di resistenza rete ASE con modellazione FEM

Relazione Tecnica

Sezione			Materiale: C16	
b =	120	mm	f _{mk} =	16 N/mm ²
h =	120	mm	γ _M =	1,00
W _y =	288000	mm ³	k _{mod} =	1,00
W _z =	288000	mm ³	k _{hz} =	1,05
Sollecitazioni			k _{hy} =	1,05
M _y =	1090	Nm	f _{mdy} =	16,73 N/mm ²
M _z =	4060	Nm	f _{mdz} =	16,73 N/mm ²
σ _{my} =	3,78	N/mm ²		
σ _{mz} =	14,10	N/mm ²		
Verifiche				
0,82	<		1	
1,00	<		1	

Verifica a taglio deviato:

$$T_{xz} = 2.28 \text{ kN}$$

$$T_{xy} = 2.70 \text{ kN}$$

Sezione			Materiale: C16	
b =	120	mm	f _{mk} =	16 N/mm ²
h =	120	mm	f _{vk} =	1,8 N/mm ²
Sollecitazioni			γ _M =	1,00
V ₁₂ =	2280	N	k _{mod} =	1,00
V ₁₃ =	2700	N	f _{vd} =	1,80 N/mm ²
τ _d =	0,37	N/mm ²		
Verifica				
0,20	<		1	

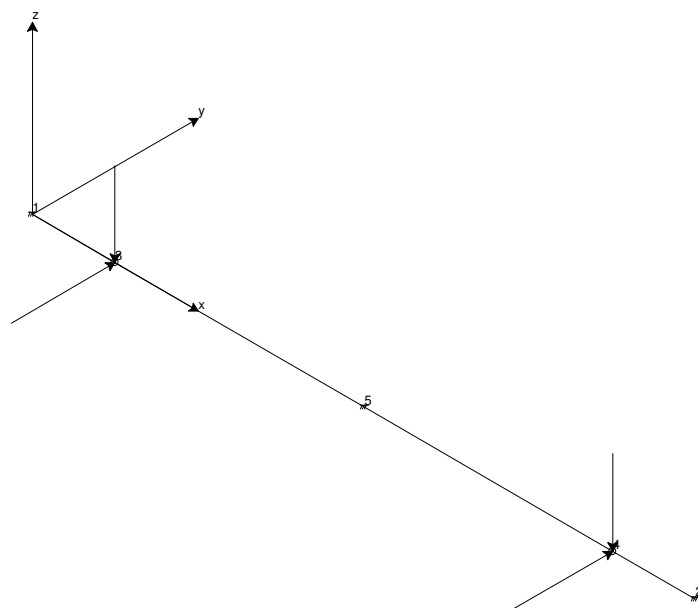
8.2 Ipotesi B

In questa ipotesi per il caso due si riportano due diverse possibili posizioni di attacco del cappio (2.I e 2.II) rispetto agli appoggi del rompitratta.

Caso1

Si riportano lo schema statico e i diagrammi del momento e del taglio.

Verifiche di resistenza rete ASE con modellazione FEM
Relazione Tecnica



Schema statico

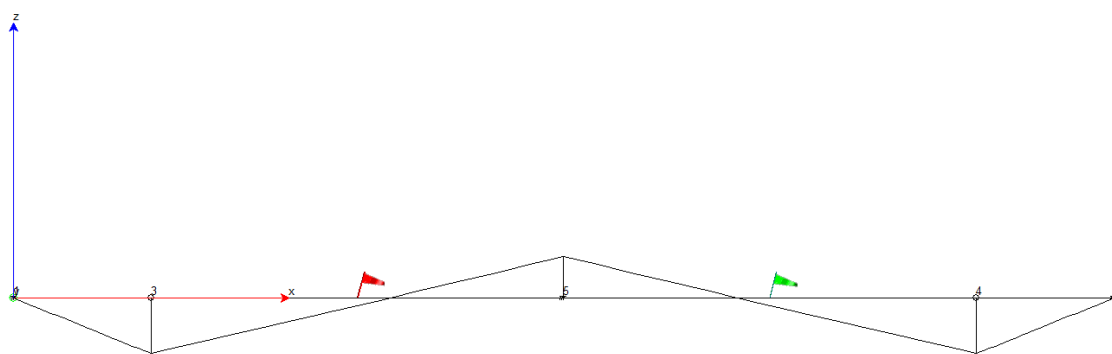


Diagramma del momento intorno all'asse y

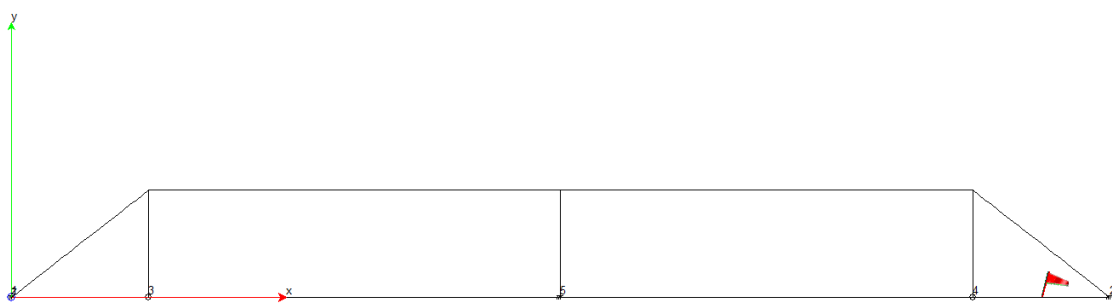


Diagramma del momento intorno all'asse z

Verifiche di resistenza rete ASE con modellazione FEM
Relazione Tecnica

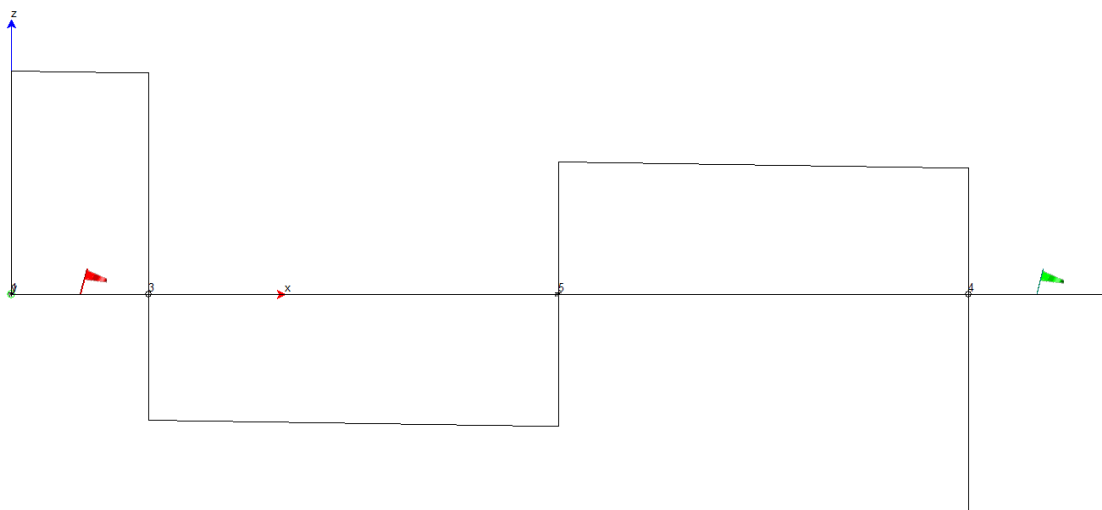


Diagramma del taglio nel piano xz

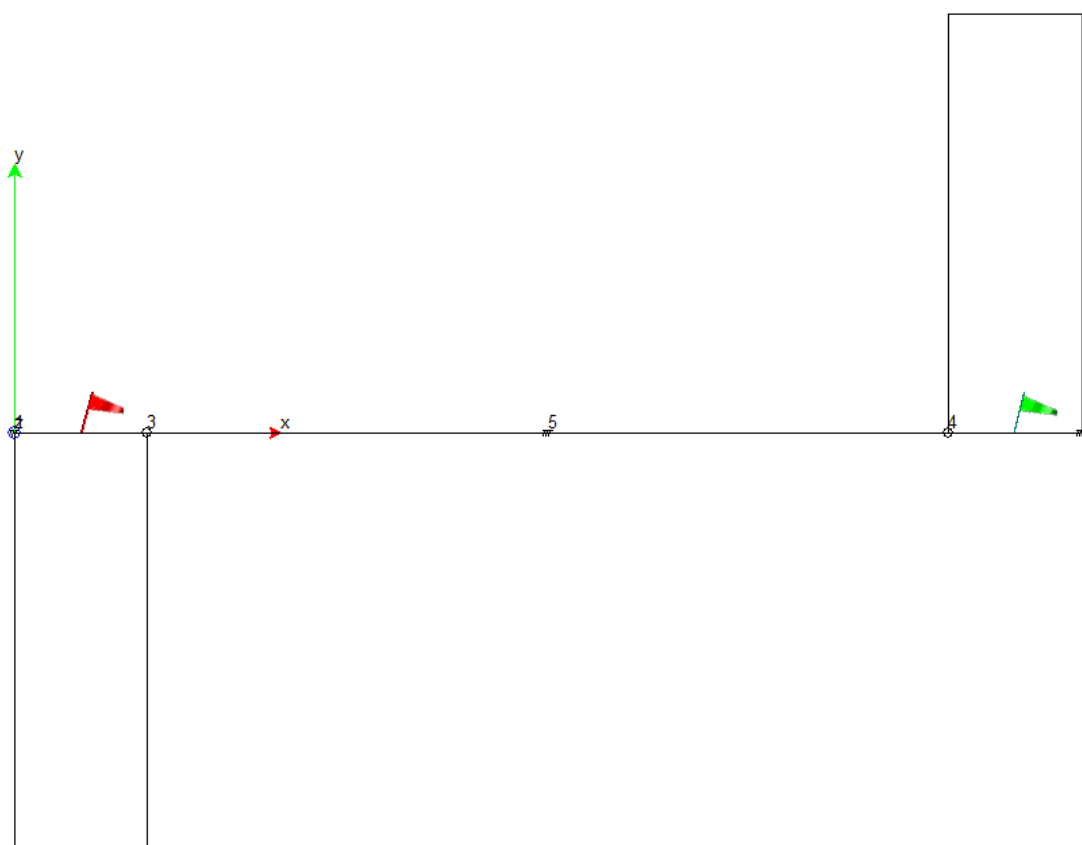


Diagramma del taglio nel piano xy

Verifica a flessione composta:

$$M_y = 0.40 \text{ kNm}$$

$$M_z = 0.78 \text{ kNm}$$

Verifiche di resistenza rete ASE con modellazione FEM

Relazione Tecnica

Sezione			Materiale: C16	
b =	120	mm	f _{mk} =	16 N/mm ²
h =	100	mm	γ _M =	1,00
W _y =	200000	mm ³	k _{mod} =	1,00
W _z =	240000	mm ³	k _{hz} =	1,08
Sollecitazioni			k _{hy} =	1,05
M _y =	400	Nm	f _{mdy} =	17,35 N/mm ²
M _z =	780	Nm	f _{mdz} =	16,73 N/mm ²
σ _{my} =	2,00	N/mm ²		
σ _{mz} =	3,25	N/mm ²		
Verifiche				
0,25	<		1	
0,27	<		1	

Verifica a taglio deviato:

$$T_{xz} = 1.63 \text{ kN}$$

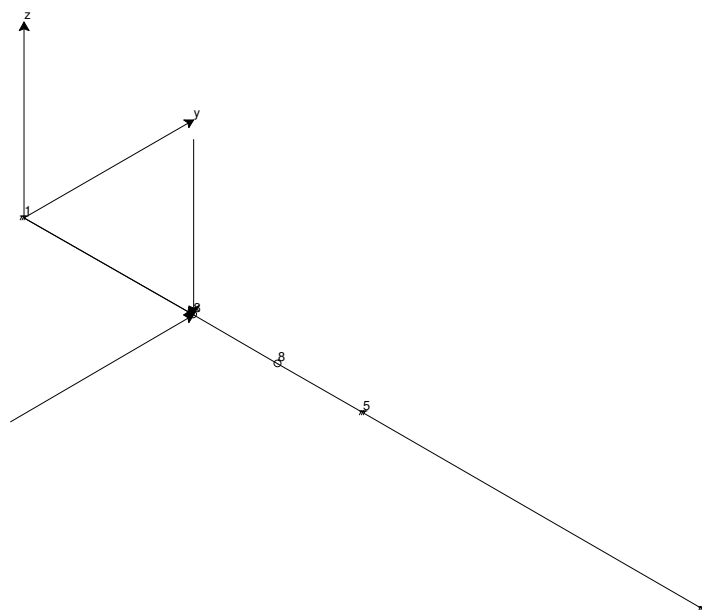
$$T_{xy} = 3.13 \text{ kN}$$

Sezione			Materiale: C16	
b =	120	mm	f _{mk} =	16 N/mm ²
h =	100	mm	f _{vk} =	1,8 N/mm ²
Sollecitazioni			γ _M =	1,00
V ₁₂ =	1630	N	k _{mod} =	1,00
V ₁₃ =	3130	N	f _{vd} =	1,80 N/mm ²
τ _d =	0,44	N/mm ²		
Verifica				
0,25	<		1	

Caso2.I

Si riportano lo schema statico e i diagrammi del momento e del taglio (carico a 0.50 m dall'appoggio 1).

Verifiche di resistenza rete ASE con modellazione FEM
Relazione Tecnica



Schema statico

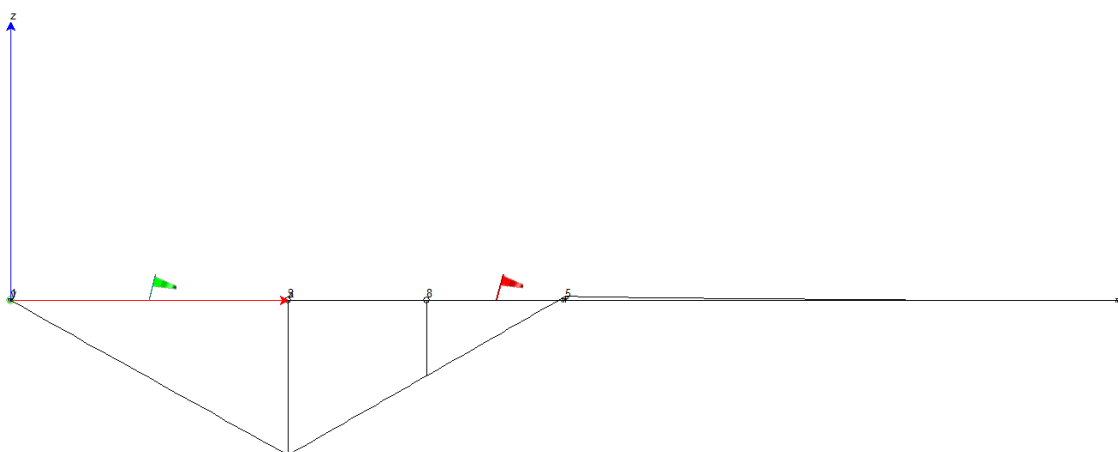


Diagramma del momento intorno all'asse y

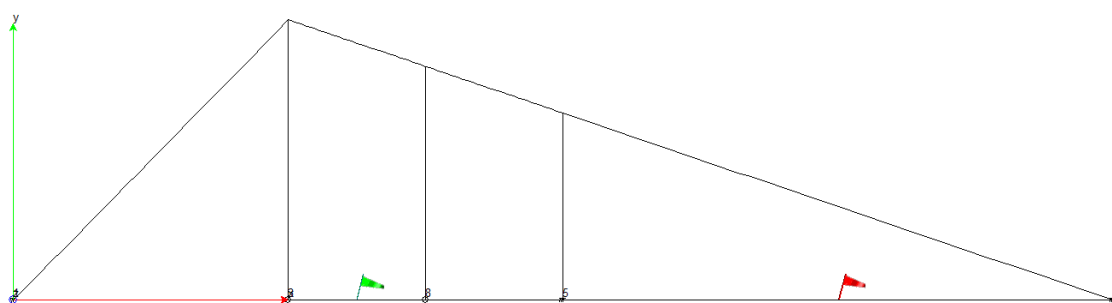


Diagramma del momento intorno all'asse z

Verifiche di resistenza rete ASE con modellazione FEM
Relazione Tecnica

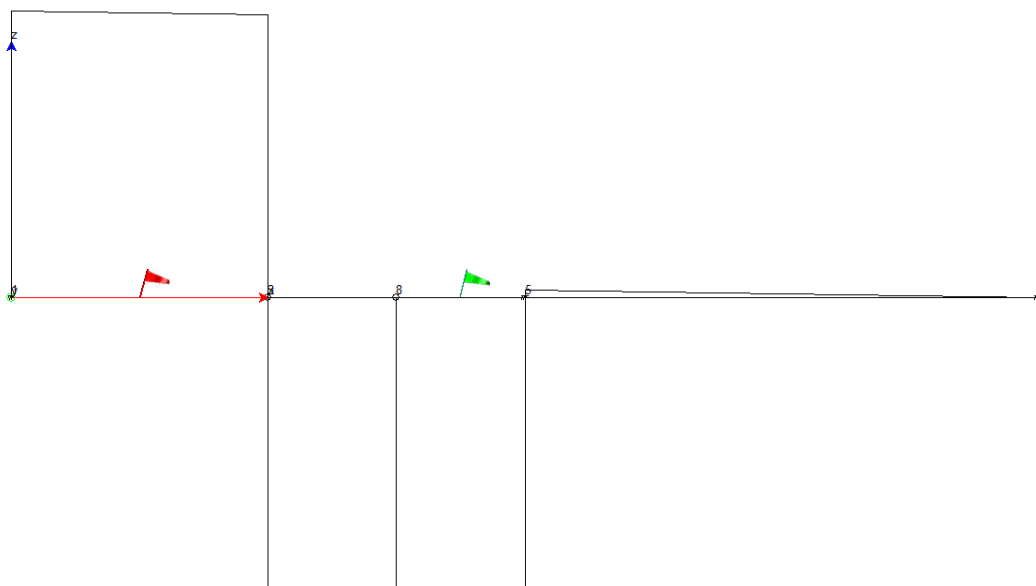


Diagramma del taglio nel piano xz

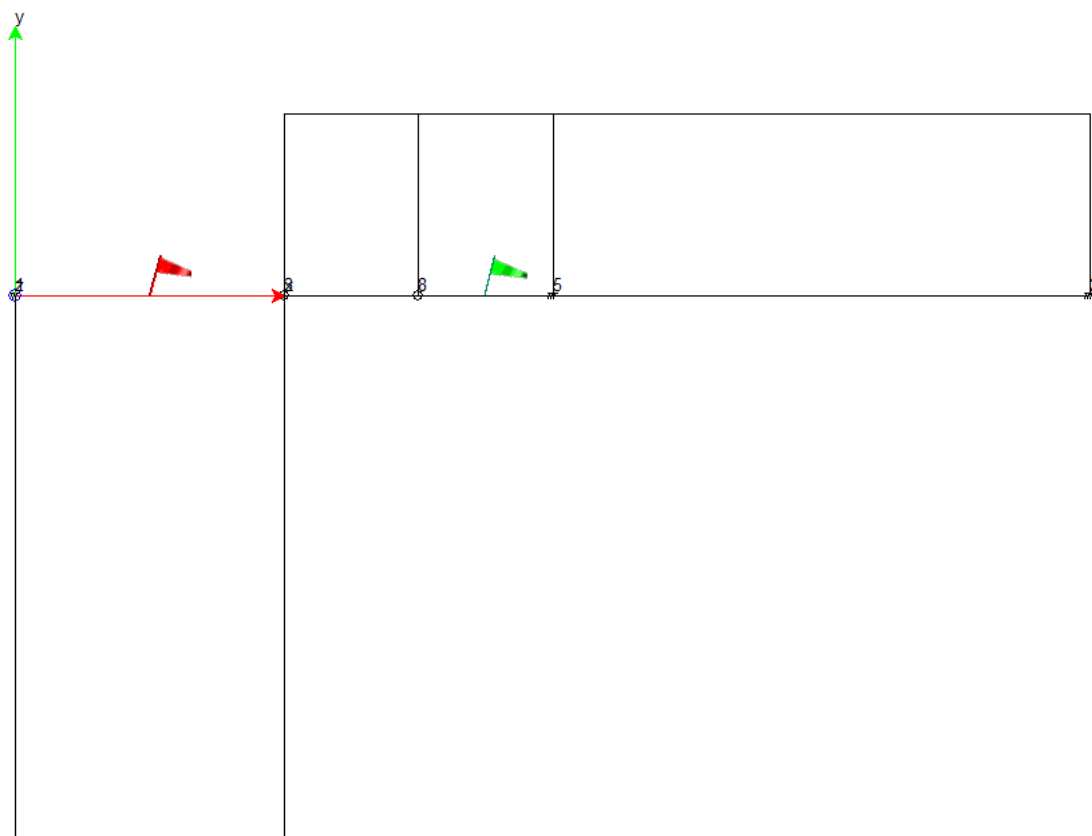


Diagramma del taglio nel piano xy

Verifica a flessione composta:

$$M_y = 1.10 \text{ kNm}$$

Verifiche di resistenza rete ASE con modellazione FEM
Relazione Tecnica

$M_z = 2.03 \text{ kNm}$

Sezione			Materiale: C16		
b =	120	mm	$f_{mk} =$	16	N/mm ²
h =	100	mm	$\gamma_M =$	1,00	
$W_y =$	200000	mm ³	$k_{mod} =$	1,00	
$W_z =$	240000	mm ³	$k_{hz} =$	1,08	
Sollecitazioni			$k_{hy} =$	1,05	
$M_y =$	1110	Nm	$f_{mdy} =$	17,35	N/mm ²
$M_z =$	2030	Nm	$f_{mdz} =$	16,73	N/mm ²
$\sigma_{my} =$	5,55	N/mm ²			
$\sigma_{mz} =$	8,46	N/mm ²			
Verifiche					
0,67	<				1
0,73	<				1

Verifica a taglio deviato:

$T_{xz} = 2.21 \text{ kN}$

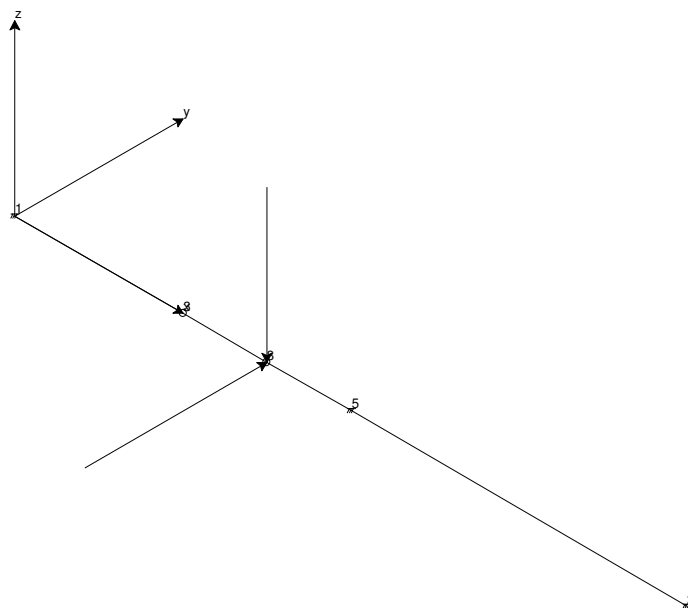
$T_{xy} = 4.06 \text{ kN}$

Sezione			Materiale: C16		
b =	120	mm	$f_{mk} =$	16	N/mm ²
h =	100	mm	$f_{vk} =$	1,8	N/mm ²
Sollecitazioni			$\gamma_M =$	1,00	
$V_{12} =$	2210	N	$k_{mod} =$	1,00	
$V_{13} =$	4060	N	$f_{vd} =$	1,80	N/mm ²
$\tau_d =$	0,58	N/mm ²			
Verifica					
0,32	<				1

Caso2.II

Si riportano lo schema statico e i diagrammi del momento e del taglio (carico a 0.75 m dall'appoggio 1).

Verifiche di resistenza rete ASE con modellazione FEM
Relazione Tecnica



Schema statico

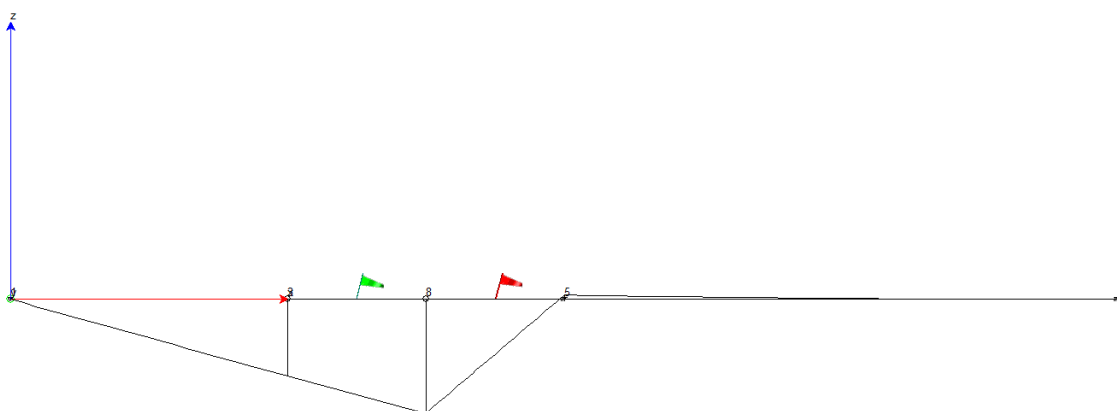


Diagramma del momento intorno all'asse y

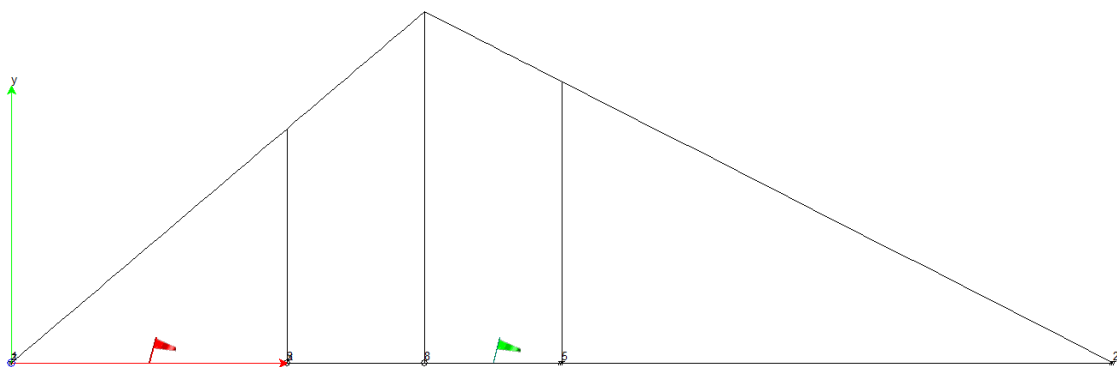


Diagramma del momento intorno all'asse z

Verifiche di resistenza rete ASE con modellazione FEM
Relazione Tecnica

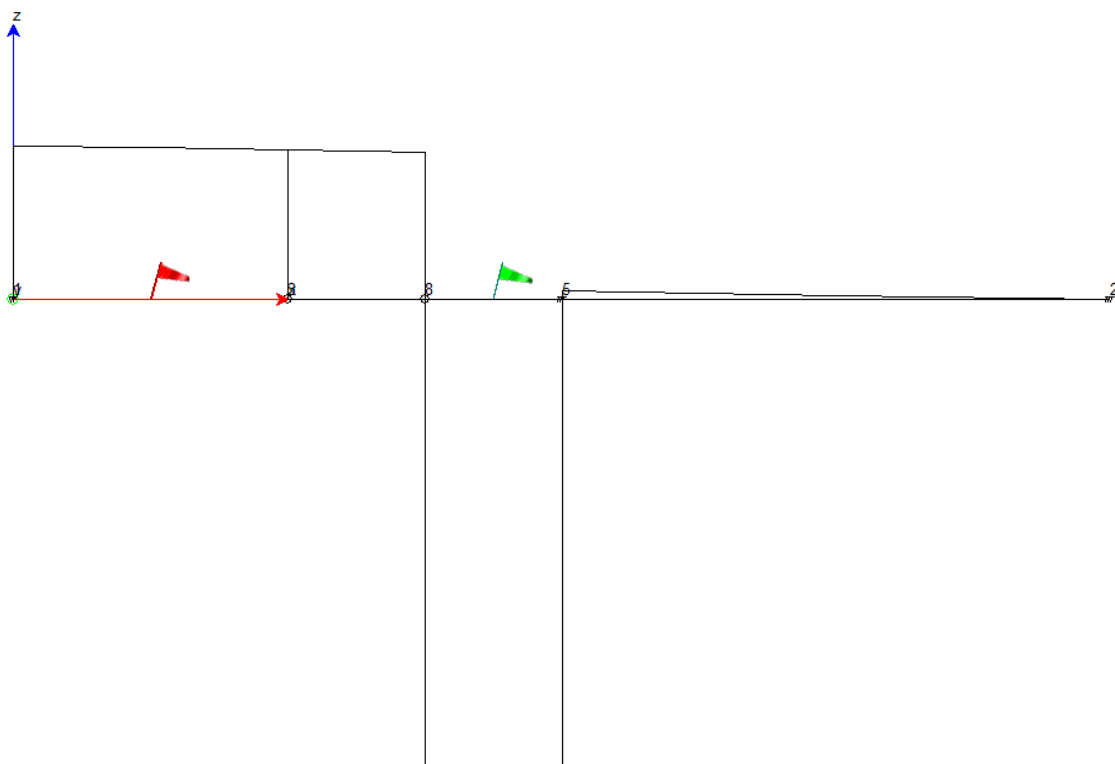


Diagramma del taglio nel piano xz

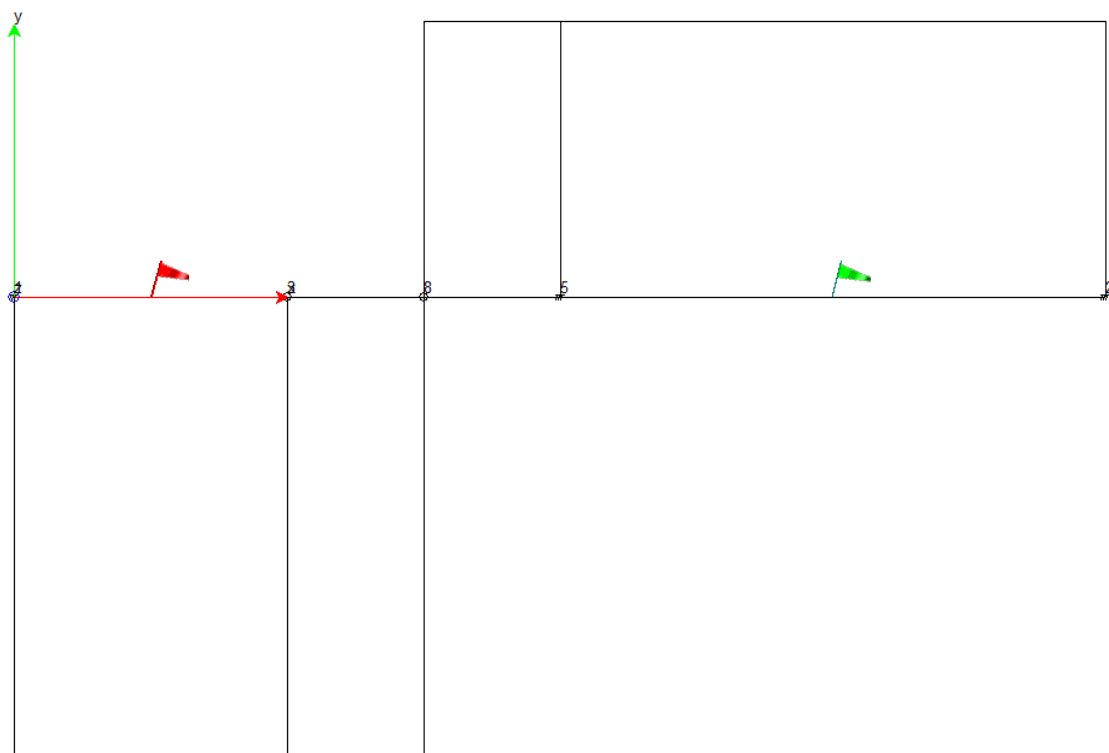


Diagramma del taglio nel piano xy

Verifiche di resistenza rete ASE con modellazione FEM
Relazione Tecnica

Verifica a flessione composta:

$$M_y = 0.82 \text{ kNm}$$

$$M_z = 2.54 \text{ kNm}$$

Sezione			Materiale: C16		
b =	120	mm	f _{mk} =	16	N/mm ²
h =	100	mm	γ _M =	1,00	
W _y =	200000	mm ³	k _{mod} =	1,00	
W _z =	240000	mm ³	k _{hz} =	1,08	
Sollecitazioni			k _{hy} =	1,05	
M _y =	820	Nm	f _{mdy} =	17,35	N/mm ²
M _z =	2540	Nm	f _{mdz} =	16,73	N/mm ²
σ _{my} =	4,10	N/mm ²			
σ _{mz} =	10,58	N/mm ²			
Verifiche					
0,68	<	1			
0,80	<	1			

Verifica a taglio deviato:

$$T_{xz} = 3.42 \text{ kN}$$

$$T_{xy} = 2.03 \text{ kN}$$

Sezione			Materiale: C16		
b =	120	mm	f _{mk} =	16	N/mm ²
h =	100	mm	f _{vk} =	1,8	N/mm ²
Sollecitazioni			γ _M =	1,00	
V ₁₂ =	3420	N	k _{mod} =	1,00	
V ₁₃ =	2030	N	f _{vd} =	1,80	N/mm ²
τ _d =	0,50	N/mm ²			
Verifica					
0,28	<	1			

9 Conclusioni

Le verifiche effettuate hanno dato esito positivo e pertanto il sistema proposto risulta utilizzabile. Di seguito si riportano alcune considerazioni in merito.

9.1 Rete in polipropilene

In ambito strutturale, le verifiche di resistenza vengono effettuate agli Stati Limite Ultimi, amplificando i carichi e riducendo le resistenze. In questo caso, per la rete in polipropilene, NON sono stati amplificati i carichi e NON è stata ridotta la resistenza della rete per un coefficiente di sicurezza; il materiale che costituisce la rete non rientra nei materiali strutturali e pertanto non è assimilabile ai materiali normalmente utilizzati; di seguito un elenco esemplificativo dei coefficienti di riduzione della resistenza di alcuni materiali di comune uso strutturale:

- 1.05 per acciaio da carpenteria (il valore di resistenza è molto controllato e la sua distribuzione statistica è poco dispersa);
- 1.15 per acciaio da armatura;
- 1.5 per calcestruzzo e legno;
- 3 per la muratura (essendo la sua realizzazione soggetta a molteplici fattori di variabilità).

In alternativa a coefficienti di sicurezza forniti dalle norme, riteniamo consigliabile utilizzare un fattore di riduzione della resistenza almeno pari a 2, anche se, trattandosi di prodotto industriale, il controllo sulla qualità dei materiali e pertanto sulla resistenza dei medesimi dovrebbe essere elevato. In questo caso (amplificando il carico per 1.5 e riducendo la resistenza per 2) la rete non risulterebbe idonea per soddisfare le verifiche di resistenza, in particolare nel caso di caduta tra due anelli di attacco al traverso di legno.

Qualora si volesse ritenere la caduta un evento eccezionale, la normativa consente di effettuare le verifiche di resistenza senza fattorizzare i carichi e senza ridurre le resistenze, ovvero utilizzando tutti i parametri $\gamma = 1$.

Vale comunque la pena sottolineare che un coefficiente di utilizzo pari a 0.86 in condizione eccezionale non risulta particolarmente cautelativo in quanto un difetto della rete o una caduta differente da quella ipotizzata potrebbero portare a rottura la rete stessa.

9.2 Rompitratta in legno

Trattandosi di materiale strutturale, è stato possibile svolgere le verifiche di resistenza in accordo con le vigenti normative (NTC08 ed EN 1995-1-1). Si è scelto di operare in analogia con quanto fatto per la rete, cioè in combinazione di carico eccezionale.

I rompitratta sono stati analizzati e risultano idonei allo scopo nelle seguenti configurazioni:

- A) Ipotesi A: rompitratta 120x120 mm (BxH) lungo 3 metri con puntelli verticali ogni metro resistenti solo a compressione e puntoni orizzontali alle estremità della trave;
- B) Ipotesi B: rompitratta 120x100 mm (BxH) lungo 2 metri con puntelli verticali ogni metro e puntoni orizzontali alle estremità della trave.

I puntoni 8x8 cm sono sufficienti ad evitare la chiusura dei rompitratta, devono essere collocati a 3 m o 2 m di interasse a seconda della sezione del rompitratta e devono comunque essere presenti in tutte le interruzioni di questi ultimi elementi.