



www.eosconsulting.com

REGIONE CALABRIA
FONDO PER LO SVILUPPO
DI COESIONE 2000-2006
D.G.R. N° 172 DEL 20.05.2016

COMUNE DI CROTONE
Stadio di Calcio "Ezio Scida"

PROGETTO

PROGETTO ESECUTIVO DEGLI INTERVENTI DI
AMPLIAMENTO ED ADEGUAMENTO
DELL'IMPIANTO SPORTIVO AL D.M. 06.06.2005

DOCUMENTO

Relazione di calcolo strutture prefabbricate e platea

EOS CONSULTING SPA
Emanuela Piccobene
Chief Executive Officer

Roma, 05 luglio 2016

EOS Consulting S.p.A.

ROME | V.le Torre Maura, 81 – 00169 Italy | P. +39 06 2326 01 81

MILAN | Via Giorgio Giulini, 2 – 20123 Italy | P. +39 02 0061 99 00

F. +39 06 2326 01 85 | info@eosconsulting.com | www.eosconsulting.com

C.F. e P. IVA 07966631009 | Capitale Sociale € 300.000,00 i.v.

Indice

1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
2	LOCALIZZAZIONE DEL SITO.....	5
3	ANALISI DEI CARICHI.....	6
3.1	Spinta del vento.....	6
3.2	Carico Neve.....	13
3.3	Altri carichi.....	13
3.4	Carichi dinamici UNI 9217:1988.....	13
4	COMBINAZIONI DI CARICO.....	14
5	VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	15
5.1	Verifica del montante singolo.....	15
5.2	Verifica del montante doppio (elemento di nuovo inserimento rispetto alla relazione originaria).....	18
5.3	Verifica del manicotto di unione degli elementi verticali.....	22
5.3.1	Verifica del perno di unione.....	23
5.3.2	Verifica a rifollamento del montante.....	23
5.4	Verifica della sezione del tagliere.....	25
5.5	Profilo di appoggio dei taglieri C 110x55x2,5 mm.....	27
5.5.1	Verifica dell'unione saldata S100 – TT Ø48x2,9 mm.....	31
5.6	Verifica dei profili costituenti la trave reticolare di stilata.....	32
5.6.1	Verifica delle saldature; asta di parete – corrente inferiore / superiore.....	34
5.7	Verifica dei controventi di stilata.....	35
5.7.1	Diagonale del controvento.....	35
5.7.2	Asta orizzontale del controvento.....	37
5.8	Verifica dei controventi di campata.....	39
5.8.1	Diagonale di controvento.....	39
5.8.2	Verifica della sezione del perno di unione.....	40
5.8.3	Verifica a rifollamento.....	40
5.8.4	Verifica della saldatura del perno di unione.....	41
5.8.5	Corrente.....	42
5.9	Verifica delle basette.....	43
5.9.1	Verifica dell'ancoraggio alla platea.....	44
5.10	Verifica del parapetto L = 218 cm.....	47
5.10.1	Verifica dell'unione del parapetto alla struttura.....	48
5.10.2	Verifica del perno di unione del parapetto.....	49

5.11	Verifica del parapetto L = 75 cm.....	51
5.12	Verifica della scala.....	52
5.12.1	Verifica del cosciale.....	52
5.12.2	Verifica della saldatura del cosciale.....	55
5.12.3	Verifica del parapetto.....	56
5.12.4	Verifica del gradino.....	56
5.13	Verifica della trave reticolare di campata.....	58
5.13.1	Verifica del corrente superiore e del corrente inferiore (elemento di nuovo inserimento).....	59
5.13.2	Verifica delle aste di parete.....	64
5.13.3	Verifica delle piastre di unione della trave reticolare al montante raddoppiato.....	66
5.14	Verifica dell'elemento per l'allargamento delle vie di esodo (elemento di nuovo inserimento).....	67
5.14.1	Verifica della basetta e delle saldature del controtubo.....	69
6	ALLEGATI.....	70
6.1	Allegato 1 : tabulati di geometrizzazione platea – tribuna (input dati).....	70
6.2	Allegato 2 : tabulati output dati platea - tribuna.....	70
6.3	Allegato 3 : tabulati di geometrizzazione (dettaglio della platea nervata) Platea Distinti - Sud.....	70
6.4	Allegato 4 : tabulati output dati platea nervata - Platea Distinti - Sud.....	70
6.5	Allegato 5 : verifiche dei pali di fondazione - Platea Distinti - Sud.....	70
6.6	Allegato 6 : tabulati di geometrizzazione (dettaglio della platea nervata) Platea Nord.....	70
6.7	Allegato 7 : tabulati output dati platea nervata - Platea Nord.....	70
6.8	Allegato 8 : verifiche dei pali di fondazione - Platea Nord.....	70


1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

N.T.C. D.M. 14/01/2008	Norme tecniche per le costruzioni 14.01.2008 nel seguito indicate come DM2008.
Circ. 617/09	Circolare 2 febbraio 2009, n.617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici recante le “Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
Eurocodice 3	Progettazione delle strutture in acciaio.
D.P.R. n. 164/1956 e succ.	Ponteggi metallici.
UNI 9217:1988	Caratteristiche costruttive delle tribune

2 LOCALIZZAZIONE DEL SITO

Dati geografici e del territorio – Stadio Ezio Scida - Crotone



Nome: 

Latitudine:

Longitudine:

Altitudine: 10 m.s.l.m. ; Distanza dalla costa: 890 m

Classe di rugosità del terreno: D ; Zona vento: 3 ; Zona neve: III

3 ANALISI DEI CARICHI

3.1 Spinta del vento

Si procede alla valutazione della pressione dovuta al vento.

Pressione del vento

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	$v_{0,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s [1/s]
3	27	500	0,02
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			10
T_R (Tempo di ritorno)			75
$v_0 = v_{0,0}$ per $a_s \leq a_0$ $v_0 = v_{0,0} + k_s (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
v_0 ($T_R = 50$ [m/s])			27,000
$\alpha_R(T_R)$			1,02346
$v_0(T_R) = v_0 \times \alpha_R$ [m/s]			27,633

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_0 c_e c_p c_d$ q_0 (pressione cinetica di riferimento [N/mq]) c_e (coefficiente di esposizione) c_p (coefficiente di forma) c_d (coefficiente dinamico)



Pressione cinetica di riferimento

$$q_0 = 1/2 \cdot \rho \cdot v_0^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_0 [N/mq]	477,25
--------------	--------

Coefficiente di forma

È il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficienti

COEFFICIENTE DI TOPOGRAFIA:

La costruzione non è posta presso sommità di colline o pendii isolati. Si assume pertanto che il parametro b sia pari a 0. Quindi $c_t = 1$.

COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE:

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Pertanto si procede alla determinazione dei seguenti parametri:

Classe di rugosità: l'ubicazione del nuovo edificio è riconducibile alla classe D: aree prive di ostacoli

Categoria di esposizione: Si assume come classe di rugosità la II come riportato nello schema allegato.

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa mare					
	2 km	10 km	30 km	500m	750m	
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

Parametri per la determinazione del coefficiente di esposizione

Tabella 3.3.II – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

L'altezza massima della struttura è di $z = 15,90$ m (fuori terra). Pertanto, essendo $z \geq z_{min}$ si procede al calcolo del coefficiente di esposizione mediante le formule seguenti.

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right]$$

COEFFICIENTE DINAMICO:

a favore di sicurezza, il coefficiente dinamico viene assunto pari a 1. In mancanza di specifici riferimenti sulla determinazione di tale parametro sia nelle Norma NTC2008 che nella relativa circolare esplicativa 617/2009, vengono presi in considerazione gli schemi riportati nella Circolare n.156A del 04/07/1996 e nelle "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni" CNR-DT 207/2008. Si riportano tali schemi.

Circolare n.156A del 04/07/1996

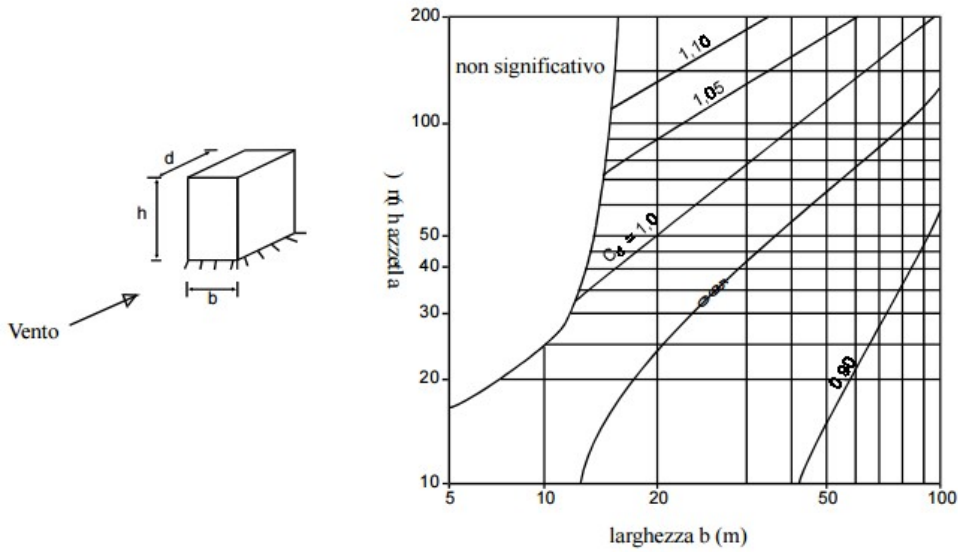
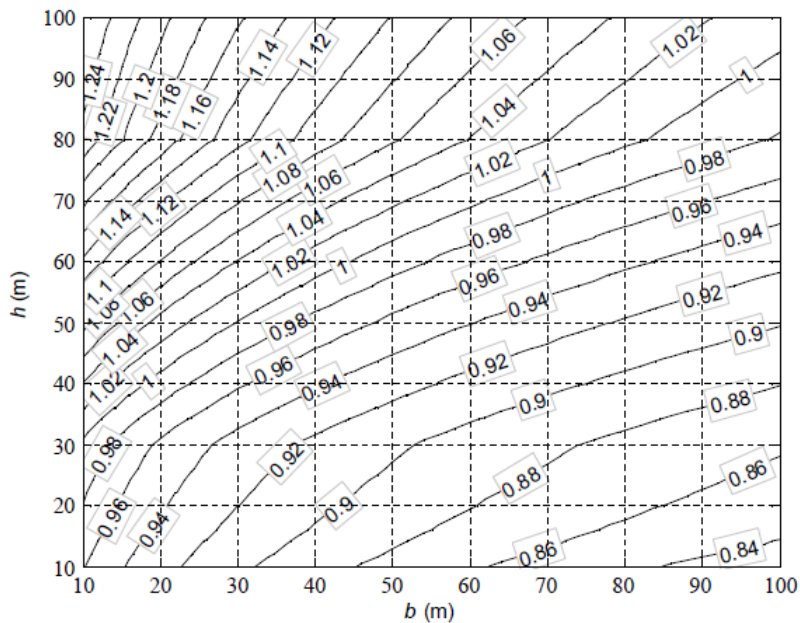


Fig. C.7.10 (b) - Edifici a struttura in acciaio

Istruzioni CNR-DT 207/2008



Dagli schemi allegati, relativamente ad un'altezza pari a 15,90 m (massima altezza delle tribune), si evince che per qualsiasi larghezza, il coefficiente dinamico non risulta mai maggiore dell'unità, sottolineando che tale valore è inversamente proporzionale all'estensione b della struttura.

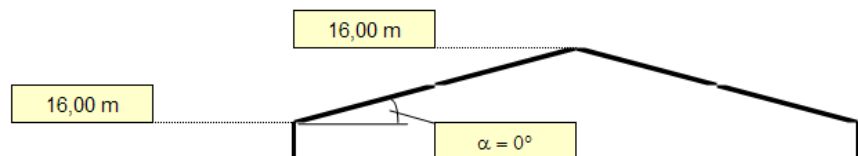
In base ai coefficienti sopra calcolati si giunge alla determinazione della pressione massima del vento agente sulla struttura.

$$c_e(z) = k_f^2 \cdot c_i \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_i \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

Cat. Esposiz.	k_f	z_0 [m]	z_{min} [m]	c_i
II	0,19	0,05	4	1

z [m]	c_e
$z \leq 4$	1,801
$z = 16$	2,659
$z = 16$	2,659



COEFFICIENTE DI FORMA O AERODINAMICO:

per la determinazione del coefficiente viene preso in considerazione quanto esposto nei paragrafi della Circolare esplicativa 617/2009:

C.3.3.10.4.1 Travi isolate

C.3.3.10.4.2 Travi multiple

C3.3.10.4.1 *Travi isolate*

Indicate con:

S = la superficie delimitata dal contorno della trave;

S_p = la superficie della parte piena della trave;

$$\varphi = \frac{S_p}{S}$$

la pressione totale si considera agente solo su S_p e si valuta utilizzando i seguenti valori del coefficiente c_p :

$$c_p = 2 - \frac{4}{3}\varphi \quad \text{per } 0 \leq \varphi < 0,3$$

$$c_p = 1,6 \quad \text{per } 0,3 \leq \varphi \leq 0,8$$

$$c_p = 2,4 - \varphi \quad \text{per } 0,8 < \varphi \leq 1$$

Al fine del calcolo, tutta la struttura costituente le tribune, alla luce della configurazione geometrica a montanti, correnti ed aste diagonali, può essere assimilata ad un'insieme di travi reticolari. Dall'analisi delle diverse superfici delimitanti e dell'area della parte piena delle travi si ottiene che il rapporto φ risulta

sempre compreso tra un minimo di 0,093 ad un massimo di 0,098.

Pertanto assunto tale parametro pari a 0,1:

$$c_p = 2 - \frac{4}{3} \cdot 0,1 = 1,87$$

In relazione a quanto riportato dalla Circolare in merito alle travi multiple:

Nel caso di più travi disposte parallelamente a distanza d non maggiore del doppio dell'altezza h , il valore della pressione sull'elemento successivo sarà pari a quello sull'elemento precedente moltiplicando per un coefficiente di riduzione dato da:

$$\mu = 1 - 1,2\varphi \quad \text{per } \varphi \leq \frac{2}{3}$$
$$\mu = 0,2 \quad \text{per } \varphi > \frac{2}{3}$$

Per $d/h \geq 5$ gli elementi vengono considerati come isolati.

Per $2 < d/h < 5$ si procede all'interpolazione lineare.

Dall'analisi delle tavole strutturali si evince che la massima distanza tra due stilate successive è pari a $d_1 = 2,25$ m. Inoltre, ortogonalmente alle stilate, la massima distanza tra due telai successivi è pari a 3 m. L'altezza minima si attesta a $h_{min} = 6,90$ m in corrispondenza del lato verso il campo da gioco a contatto con le tribune esistenti. Nei due casi:

$$\frac{d_1}{h_{min}} = \frac{2,25}{6,90} = 0,326$$

$$\frac{d_2}{h_{min}} = \frac{3,00}{6,90} = 0,435$$

Pertanto le travi risultano disposte parallelamente a distanza d non maggiore del doppio dell'altezza. Il valore della riduzione della coefficiente di pressione viene pertanto determinato nel modo seguente:

$$\mu = 1 - 1,2 \cdot 0,1 = 0,88$$

A favore di sicurezza, tale valore viene considerato costante per tutte le travi reticolari oltre la prima investita dal vento, non operando riduzioni successive.

Si perviene pertanto ai seguenti valori di pressione del vento, in funzione dell'altezza della struttura:

TRAVE RETICOLARE ESTERNA: prima ad essere investita dal vento

- altezza $h < 4,00$ m

$$q_b = 47,73 \text{ kg/m}^2$$

$$c_e = 1,801$$

$$c_d = 1,00$$

$$c_p = 1,87$$

$$q_v = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 47,73 \cdot 1,801 \cdot 1,00 \cdot 1,87 = 160,75 \text{ kg/m}^2$$

- altezza $h \geq 4,00$ m

$$q_b = 47,73 \text{ kg/m}^2$$

$$c_e = 2,659$$

$$c_d = 1,00$$

$$c_p = 1,87$$

$$q_v = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 47,73 \cdot 2,659 \cdot 1,00 \cdot 1,87 = 237,33 \text{ kg/m}^2$$

TRAVE RETICOLARE INTERNA: effetto del coefficiente di riduzione

- altezza $h < 4,00$ m

$$q_b = 47,73 \text{ kg/m}^2$$

$$c_e = 1,801$$

$$c_d = 1,00$$

$$c_p = 1,87 \cdot 0,88 = 1,646$$

$$q_v = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 47,73 \cdot 1,801 \cdot 1,00 \cdot 1,646 = 141,49 \text{ kg/m}^2$$

- altezza $h \geq 4,00$ m

$$q_b = 47,73 \text{ kg/m}^2$$

$$c_e = 2,659$$

$$c_d = 1,00$$

$$c_p = 1,87 \cdot 0,88 = 1,646$$

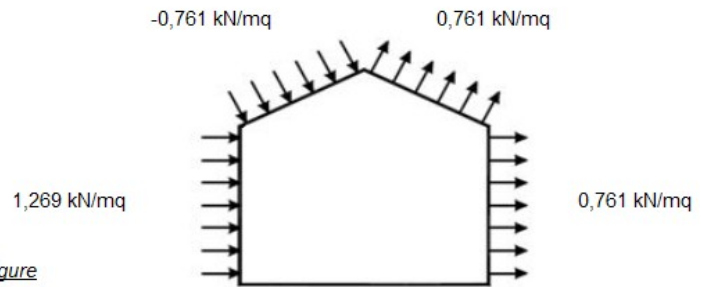
$$q_v = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 47,73 \cdot 2,659 \cdot 1,00 \cdot 1,646 = 208,90 \text{ kg/m}^2$$

I valori calcolati verranno inseriti nel modello di calcolo in funzione delle aree di influenza relative ai singoli montanti. Per quanto riguarda i taglieri, si procede alla valutazione della pressione del vento impattante su una superficie piana continua.

Combinazione più sfavorevole:

	p [kN/mq]
(1)	1,269
(2)	-0,761
(3)	0,761
(4)	0,761

N.B. Se p (o c_{pe}) è > 0 il verso è concorde con le frecce delle figure



$p = 64 \text{ kg/m}^2$ ripartita secondo le aree di influenza. Tale spinta viene considerata sia nel caso di compressione che depressione. Nel modello di calcolo, in corrispondenza delle tribune viene assunta una permeabilità al vento pari al 50%.

3.2 Carico Neve

●	Zona III Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, <u>Caltanissetta</u> , Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, <u>Ogliastra</u> , Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
---	--	--	---

Considerando $\alpha = 0^\circ \rightarrow \mu = 0,8$

Altitudine: 9 m.s.l.m.

Carico neve $p_n = 0,8 \cdot 0,60 = 48 \text{ kg/m}^2$ ripartita secondo le aree di influenza

In caso di presenza di neve si prescrive l'eliminazione del carico prima dell'utilizzo della tribuna da parte del pubblico.

3.3 Altri carichi

Per quanto riguarda la struttura, il peso proprio viene stimato automaticamente dal programma di calcolo.

Carico variabile – tribuna a posti fissi cat. C2	400 kg/m^2
Peso proprio dei seggiolini	10 kg/m^2
Peso proprio dei parapetti	20 kg/m
Peso proprio dei taglieri	36 kg/m^2

3.4 Carichi dinamici UNI 9217:1988

- azioni orizzontali, per tribune con posti a sedere, secondo direzione parallela alle file dei posti, per fila 30 kg/m^2 ;

- azioni orizzontali, per tribune con posti a sedere, secondo direzione perpendicolare alle file dei posti, per fila 15 kg/m²;

- azioni verticali per tribune con posti a sedere 30 kg/m².

4 COMBINAZIONI DI CARICO

COMBINAZIONI CARICHI - S.L.V. - A1 / S.L.D.

DESCRIZIONI	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Peso Strutturale	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
Permanente	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30
Variabile	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
Neve	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento X	0,90	-0,90	0,90	-0,90	0,90	-0,90	0,90	-0,90	0,90	-0,90	0,90	-0,90	0,90	-0,90	0,90
Vento Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento -Z	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-1,50	0,00
UNI 9217 X	1,50	1,50	1,05	1,05	1,05	1,05	1,50	1,50	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	0,00	0,00
UNI 9217 Y	1,05	1,05	1,50	1,50	1,05	1,05	1,05	1,05	1,50	1,50	1,05	1,05	1,05	0,00	0,00
UNI 9217 Z	1,05	1,05	1,05	1,05	1,50	1,50	1,05	1,05	1,05	1,50	1,50	1,50	1,50	0,00	0,00
SISMA DIREZ. GRD 0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA DIREZ. GRD 90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA VERTICALE	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

COMBINAZIONI CARICHI - S.L.V. - A1 / S.L.D.

DESCRIZIONI	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Peso Strutturale	1,50	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Permanente	1,30	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Variabile	0,00	0,00	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
Neve	0,75	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento -Z	1,50	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
UNI 9217 X	0,00	0,00	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
UNI 9217 Y	0,00	0,00	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
UNI 9217 Z	0,00	0,00	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
SISMA DIREZ. GRD 0	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	-0,30
SISMA DIREZ. GRD 90	0,00	0,00	0,30	0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	1,00	1,00	-1,00	-1,00	1,00
SISMA VERTICALE	0,00	0,00	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30

COMBINAZIONI CARICHI - S.L.V. - A1 / S.L.D.

DESCRIZIONI	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41
Peso Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Permanente	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Variabile	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
Neve	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento -Z	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
UNI 9217 X	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
UNI 9217 Y	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
UNI 9217 Z	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
SISMA DIREZ. GRD 0	-0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30
SISMA DIREZ. GRD 90	1,00	-1,00	-1,00	0,30	0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30
SISMA VERTICALE	-0,30	0,30	-0,30	1,00	-1,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00

COMBINAZIONI RARE - S.L.E.

DESCRIZIONI	1	2	3	4	5	6
Peso Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Permanente	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Variabile	1,00	0,70	1,00	0,70	1,00	0,70
Neve	1,00	0,50	1,00	0,50	1,00	0,50
Vento X	0,60	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento Y	0,00	0,00	0,60	1,00	0,00	0,00
Vento -Z	0,00	0,00	0,00	0,00	0,60	1,00
UNI 9217 X	1,00	0,70	1,00	0,70	1,00	0,70
UNI 9217 Y	1,00	0,70	1,00	0,70	1,00	0,70
UNI 9217 Z	1,00	0,70	1,00	0,70	1,00	0,70
SISMA DIREZ. GRD 0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA DIREZ. GRD 90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA VERTICALE	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

COMBINAZIONI FREQUENTI - S.L.E.

DESCRIZIONI	1	2	3	4
Peso Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00
Permanente	1,00	1,00	1,00	1,00
Variabile	0,70	0,60	0,60	0,60
Neve	0,20	0,00	0,00	0,00
Vento X	0,00	0,70	0,00	0,00
Vento Y	0,00	0,00	0,70	0,00
Vento -Z	0,00	0,00	0,00	0,70
UNI 9217 X	0,70	0,60	0,60	0,60
UNI 9217 Y	0,70	0,60	0,60	0,60
UNI 9217 Z	0,70	0,60	0,60	0,60
SISMA DIREZ. GRD 0	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA DIREZ. GRD 90	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA VERTICALE	0,00	0,00	0,00	0,00

COMBINAZIONI PERMANENTI - S.L.E.

DESCRIZIONI	1
Peso Strutturale	1,00
Permanente	1,00
Variabile	0,60
Neve	0,00
Vento X	0,00
Vento Y	0,00
Vento -Z	0,00
UNI 9217 X	0,60
UNI 9217 Y	0,60
UNI 9217 Z	0,60
SISMA DIREZ. GRD 0	0,00
SISMA DIREZ. GRD 90	0,00
SISMA VERTICALE	0,00

5 VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

5.1 Verifica del montante singolo

Si procede alla verifica del montante maggiormente sollecitato di cui si riporta la tabella di calcolo. Tale montante è collocato in prossimità della trave reticolare di nuovo inserimento.

STAMPA PROGETTO S.L.U. - ACCIAIO																		
VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D																		
DATI DI	Fili	Quota	Tra	Cmb	N Sd	MxSd	MySd	VxSd	VySd	T Sd	N Rd	MxV.Rd	MyV.Rd	VxplRd	VyplRd	T Rd	fy rid	Rap
ASTA	N.ro	(m)	tto	N.r	(kg)	(kg*m)	(kg*m)	(kg)	(kg)	(kg*m)	kg	kg*m	kg*m	Kg	Kg	kg*m	Kg/cmq	%
Nover.	29	1,33	68	-3997	-100	5	9	264	-1	13984	145	145	5140	5140	173	3381	48	
Montante	qn=	0	26	-4684	5	1	8	214	0	13984	135	135	5140	5140	173	3381	33	
Asta: 302	29	0,53	68	-3998	112	-2	9	264	-1	13984	145	145	5140	5140	173	3381	60	
Instab.:1=	80,0	$\beta^*1=$	56,0	-3361	33	3	cl=1	$\epsilon=0,81$	lmd=	34	Rpf=	Rft=	0	Wmax/rel/lim=	26,0	1,9	3,2	mm

Classe del profilo

Diametro esterno nominale	D	48,00	[mm]
Spessore nominale	T	2,90	[mm]
Diametro interno nominale	d	42,20	[mm]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f_y	355 [MPa]
Coefficiente ϵ	e	0,81 [-]

Classificazione

Diametro	d	48,00 [mm]
Spessore	t	2,90 [mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	16,55 [-]

Classificazione della sezione

CLASSE 1

4.8	D	4.1088891	A	0	it
0.29	t	10.490096	J2	4.3708735	W2
Montante	Nome	10.490096	J3	4.3708735	W3
		20.980193	Jt	5.9067587	Wpl2
		1.5978188	i2	5.9067587	Wpl3
		1.5978188	i3	15.079644	U

Si procede inoltre alla valutazione manuale delle caratteristiche di resistenza del profilo in esame.

Resistenza a compressione / trazione:

$$N_{RD} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{MO}} = \frac{4,10 \cdot 3550}{1,05} = 13861 \text{ kg}$$

Resistenza a flessione:

$$M_{RD} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{MO}} = \frac{5,90 \cdot 3550}{1,05} = 199,47 \text{ kg} \cdot m$$

Resistenza a taglio:

$$A_v = \frac{2 \cdot A}{\pi} = \frac{2 \cdot 4,10}{\pi} = 2,61 \text{ cm}^2$$

$$V_{RD} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{MO}} = \frac{2,61 \cdot 3550}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 5094 \text{ kg}$$

Per la determinazione dei coefficienti di imperfezione è stato considerato quanto riportato nella tabella 4,2.VI del DM2008. Al profilo, classificato come sezione cava formata "a caldo" e costituito da acciaio S355, viene associata una curva di instabilità di tipo "a", alla quale corrisponde un coefficiente di imperfezione pari a 0,21.

Sezioni cave		Sezione formata "a caldo"	qualunque	a
		Sezione formata "a freddo"	qualunque	c

Curva di instabilità	a_0	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Materiale costituente la colonna

Resistenza a snervamento	f_y	355 [MPa]
Resistenza a rottura	f_u	510 [MPa]
Modulo di elasticità normale	E	210000 [MPa]
Coefficiente di sicurezza	γ_M	1,1 [-]

Geometria della colonna e sollecitazioni

Altezza della colonna	H	1250 [mm]
Coefficienti di lunghezza libera d'inflessione	β_y	0,7 [-]
	β_z	0,7 [-]
Coefficienti di imperfezione	α_y	0,21 [-]
	α_z	0,21 [-]

Momenti sollecitanti

	$M_{1,y}$	-1 [kNm]
	$\psi M_{1,y}$	1,12 [kNm]
	$M_{1,z}$	0,05 [kNm]
	$\psi M_{1,z}$	-0,02 [kNm]
Forza Normale sollecitante in valore assoluto		N_{Ed} 39,98 [kN]

Resistenza a trazione	$N_{t,Rd}$	132,32 [kN]
------------------------------	------------	-------------

Resistenza a compressione	$N_{by,Rd}$	111,09 [kN]
	$N_{bz,Rd}$	111,09 [kN]

Lunghezze libere d'inflessione	L_{0y}	875 [mm]
	L_{0z}	875 [mm]
Snellezze della colonna	λ_y	54,79 [-]
	λ_z	54,79 [-]
Normali critiche Euleriane	$N_{cr,y}$	283072 [N]
	$N_{cr,z}$	283072 [N]
Snellezze relative	λ'_y	0,72 [-]
	λ'_z	0,72 [-]
Coefficienti di instabilità	ϕ_y	0,81 [-]
	ϕ_z	0,81 [-]
	χ_y	0,84 [-]
	χ_z	0,84 [-]

Resistenza a flessione	$M_{pl,y,Rd}$	1,91 [kNm]
	$M_{pl,z,Rd}$	1,91 [kNm]

Resistenza a pressoflessione - UNI EN 1993 - 1 - 1:2004

Coefficienti ψ	ψ_y	-1,120 [-]
	ψ_z	-0,400 [-]
Coefficienti di momento equivalente	β_y	2,584 [-]
	β_z	2,080 [-]
	μ_y	1,189 [-]
	μ_z	0,466 [-]
	k_y	0,71 [-]
	k_z	0,85 [-]

Resistenza a pressoflessione - UNI EN 1993 - 1 - 1:2006

Coefficienti ψ	ψ_y	-1,120 [-]
	ψ_z	-0,400 [-]
Coefficienti di momento equivalente	C_{my}	0,152 [-]
	C_{mz}	0,440 [-]
	k_{yy}	0,474 [-]
	k_{yz}	0,343 [-]
	k_{zy}	0,285 [-]
	k_{zz}	0,572 [-]

Condizione Unica

N_{Ed}	M_{yEd}	M_{zEd}	
39,98	1,12	0,05	
$N_{Rd,min}$	M_{yRd}	M_{zRd}	
111,09	1,91	1,91	Verifica
0,360	0,415	0,022	0,797

Condizione 1

N_{Ed}	M_{yEd}	M_{zEd}
39,98	1,12	0,05
N_{yRd}	M_{yRd}	M_{zRd}
111,09	1,91	1,91
0,360	0,279	0,009

Condizione 2

N_{Ed}	M_{yEd}	M_{zEd}
39,98	1,12	0,05
N_{zRd}	M_{yRd}	M_{zRd}
111,09	1,91	1,91
0,360	0,167	0,015

Il profilo risulta verificato.

5.2 Verifica del montante doppio (elemento di nuovo inserimento rispetto alla relazione originaria)

I dati riportati si riferiscono al montante maggiormente sollecitato.

STAMPA PROGETTO S.L.U. - ACCIAIO																			
VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D																			
DATI DI	Fili	Quota	Tra	Cmb	N Sd	MxSd	MySd	VxSd	VySd	T Sd	N Rd	MxV.Rd	MyV.Rd	VxplRd	VyplRd	T Rd	fy rid	Rap	
ASTA	N.ro	(m)	tto	N.r	(kg)	(kg*m)	(kg*m)	(kg)	(kg)	(kg*m)	kg	kg*m	kg*m	Kg	Kg	kg*m	Kg/cmg	%	
Sez.N.	981	795	0,59	68	-4613	14	2	-9	-273	-1	13984	63	63	5140	5140	173	3381	34	
48,3x2,9m	qn=	0	68	-4613	-20	3	-9	-273	-1	13984	63	63	5140	5140	173	3381	34		
Asta:1947	795	0,34	68	-4614	-54	4	-9	-273	-1	13984	63	63	5140	5140	173	3381	37		
Instab.:1=	25,0	$\beta^*1=$	17,5	0	0	0	c1=1	$\epsilon=0,81$	lmd=	0	Rpf=	0	Rft=	0	Wmax/rel/lim=	5,9	0,0	1,0	mm

Classe del profilo

Diametro esterno nominale	D	48,00 [mm]
Spessore nominale	T	2,90 [mm]
Diametro interno nominale	d	42,20 [mm]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f_y	355 [MPa]
Coefficiente ϵ	e	0,81 [-]

Classificazione

Diametro	d	48,00 [mm]
Spessore	t	2,90 [mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	16,55 [-]

Classificazione della sezione

CLASSE 1

The screenshot shows a software window titled 'Tubi e Tondi'. On the left, there are input fields for diameter 'D' (value 4.8), thickness 't' (value 0.29), and a name field containing 'Montante'. In the center is a 3D visualization of a circular cross-section with a blue outer shell and a red inner core, with a coordinate system and labels for diameter 'D' and thickness 't'. On the right, a list of properties is displayed in a table-like format:

4.1088891	A	0	it
10.490096	J2	4.3708735	W2
10.490096	J3	4.3708735	W3
20.980193	Jt	5.9067587	Wpl2
1.5978188	i2	5.9067587	Wpl3
1.5978188	i3	15.079644	U

At the bottom are buttons for 'OK', 'Aggiorna', and 'Cancel'.

Si procede inoltre alla valutazione manuale delle caratteristiche di resistenza del profilo in esame.

Resistenza a compressione / trazione:

$$N_{RD} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{MO}} = \frac{4,10 \cdot 3550}{1,05} = 13861 \text{ kg}$$

Resistenza a taglio:

$$A_v = \frac{2 \cdot A}{\pi} = \frac{2 \cdot 4,10}{\pi} = 2,61 \text{ cm}^2$$

$$V_{RD} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{MO}} = \frac{2,61 \cdot 3550}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 5094 \text{ kg}$$

Resistenza a flessione:

$$M_{RD} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{MO}} = \frac{5,90 \cdot 3550}{1,05} = 199,47 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Per la determinazione dei coefficienti di imperfezione è stato considerato quanto riportato nella tabella 4.2.VI del DM2008. Al profilo, classificato come sezione cava formata "a caldo" e costituito da acciaio S355, viene associata una curva di instabilità di tipo "a", alla quale corrisponde un coefficiente di imperfezione pari a 0,21.

Sezioni cave		Sezione formata "a caldo"	qualunque	a
		Sezione formata "a freddo"	qualunque	c

Curva di instabilità	a_0	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Materiale costituente la colonna

Resistenza a snervamento	f_y	355	[MPa]
Resistenza a rottura	f_u	510	[MPa]
Modulo di elasticità normale	E	210000	[MPa]
Coefficiente di sicurezza	γ_M	1,1	[-]

Geometria della colonna e sollecitazioni

Altezza della colonna	H	500	[mm]
Coefficienti di lunghezza libera d'inflessione	β_y	0,7	[-]
	β_z	0,7	[-]
Coefficienti di imperfezione	α_y	0,21	[-]
	α_z	0,21	[-]

Momenti sollecitanti

	$M_{1,y}$	0,15	[kNm]
	$\Psi M_{1,y}$	-0,54	[kNm]
	$M_{1,z}$	0,02	[kNm]
	$\Psi M_{1,z}$	0,04	[kNm]
Forza Normale sollecitante in valore assoluto	N_{Ed}	4,62	[kN]

Resistenza a trazione

$$N_{t,Rd} = 132,32 \text{ [kN]}$$

Resistenza a compressione

$$N_{by,Rd} = 129,74 \text{ [kN]}$$

$$N_{bz,Rd} = 129,74 \text{ [kN]}$$

Lunghezze libere d'inflessione	L_{0y}	350	[mm]
	L_{0z}	350	[mm]
Snellezze della colonna	λ_y	21,92	[-]
	λ_z	21,92	[-]
Normali critiche Euleriane	$N_{cr,y}$	1769199	[N]
	$N_{cr,z}$	1769199	[N]
Snellezze relative	λ'_y	0,29	[-]
	λ'_z	0,29	[-]
Coefficienti di instabilità	ϕ_y	0,55	[-]
	ϕ_z	0,55	[-]
	χ_y	0,98	[-]
	χ_z	0,98	[-]

Resistenza a flessione

$$M_{pl,y,Rd} = 1,91 \text{ [kNm]}$$

$$M_{pl,z,Rd} = 1,91 \text{ [kNm]}$$

Resistenza a pressoflessione - UNI EN 1993 - 1 - 1:2004

Coefficienti ψ	ψ_y	-3,600	[-]
	ψ_z	2,000	[-]
Coefficienti di momento equivalente	β_y	4,320	[-]
	β_z	0,400	[-]
	μ_y	1,682	[-]
	μ_z	-0,566	[-]
	k_y	0,97	[-]
	k_z	1,02	[-]

Resistenza a pressoflessione - UNI EN 1993 - 1 - 1:2006

Coefficienti ψ	ψ_y	-3,600 [-]
	ψ_z	2,000 [-]
Coefficienti di momento equivalente	C_{my}	-0,840 [-]
	C_{mz}	1,400 [-]
	k_{yy}	0,401 [-]
	k_{yz}	0,839 [-]
	k_{zy}	0,241 [-]
	k_{zz}	1,399 [-]

Condizione Unica

N_{Ed}	M_{yEd}	M_{zEd}	
4,62	0,54	0,04	
$N_{Rd,min}$	M_{yRd}	M_{zRd}	
129,74	1,91	1,91	Verifica
0,036	0,275	0,021	0,332

Condizione 1

N_{Ed}	M_{yEd}	M_{zEd}
4,62	0,54	0,04
N_{yRd}	M_{yRd}	M_{zRd}
129,74	1,91	1,91
0,036	0,114	0,018

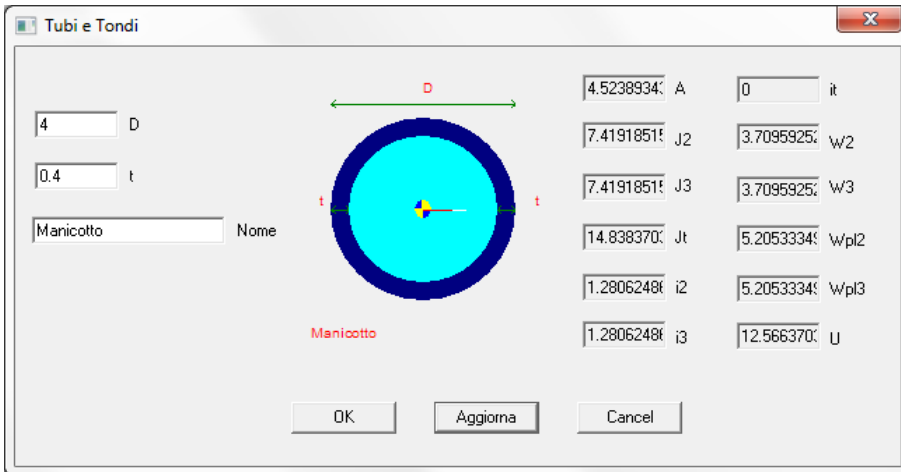
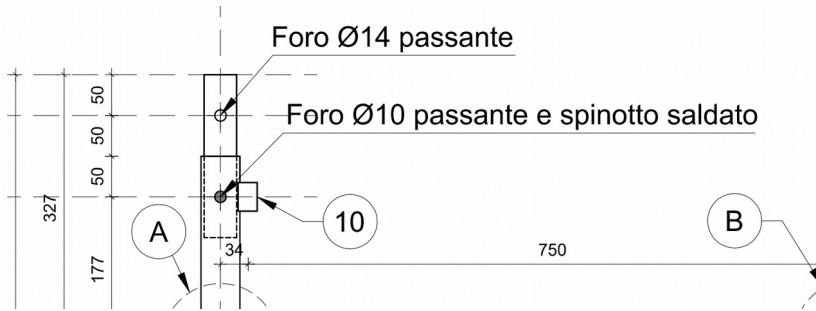
Condizione 2

N_{Ed}	M_{yEd}	M_{zEd}
4,62	0,54	0,04
N_{zRd}	M_{yRd}	M_{zRd}
129,74	1,91	1,91
0,036	0,068	0,029

Verifica	0,167	Verifica	0,133
-----------------	--------------	-----------------	--------------

Il profilo risulta verificato.

5.3 Verifica del manicotto di unione degli elementi verticali



STAMPA PROGETTO S.L.U. - ACCIAIO																				
VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D																				
DATI DI	Fili	Quota	Tra	Cmb	N Sd	MxSd	MySd	VxSd	VySd	T Sd	N Rd	MxV.Rd	MyV.Rd	VxplRd	VyplRd	T Rd	fy rid	Rap		
ASTA	N.ro	(m)	tto	N.r	(kg)	(kg*m)	(kg*m)	(kg)	(kg)	(kg*m)	kg	kg*m	kg*m	Kg	Kg	kg*m	Kg/cmq	%		
Sez.N.	981	212	2,18	23	-4974	124	14	19	-450	3	13984	130	130	5140	5140	173	3381	91		
#48,3x2,9m	qn=	0	42	-5551	0	11	22	1	0	13984	122	122	5140	5140	173	3381	40			
Asta: 570	212	1,68	23	-4976	-101	5	19	19	-450	3	13984	130	130	5140	5140	173	3381	61		
Instab.:1=	50,0	β*1=	35,0	-4976	49	11	c1=	1	ε=0,81	lmd=	21	Rpf=	67	Rft=	0	Wmax/rel/lim=	5,9	0,1	2,0	mm

Si procede inoltre alla valutazione manuale delle caratteristiche di resistenza del profilo in esame.

Resistenza a compressione / trazione:

$$N_{RD} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{MO}} = \frac{4,52 \cdot 3550}{1,05} = 15281 \text{ kg}$$

Resistenza a flessione:

$$M_{RD} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{MO}} = \frac{5,20 \cdot 3550}{1,05} = 175,80 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Resistenza a taglio:

$$A_v = \frac{2 \cdot A}{\pi} = \frac{2 \cdot 4,52}{\pi} = 2,87 \text{ cm}^2$$

$$V_{RD} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{MO}} = \frac{2,87 \cdot 3550}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 5602 \text{ kg}$$

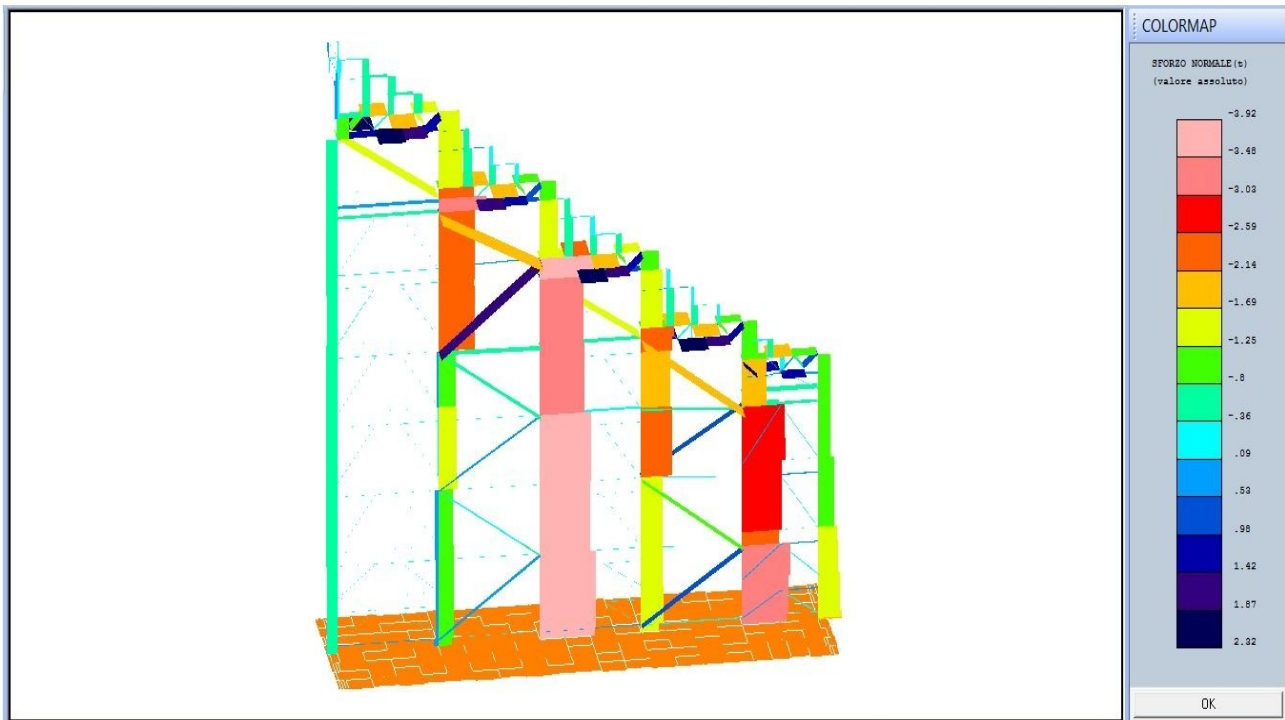
Verifica a flessione deviata:

$$\frac{M_{x,ED}}{M_{x,RD}} + \frac{M_{y,ED}}{M_{y,RD}} = \frac{124}{175,80} + \frac{14}{175,80} = 0,785 < 1$$

La sezione risulta verificata.

5.3.1 Verifica del perno di unione

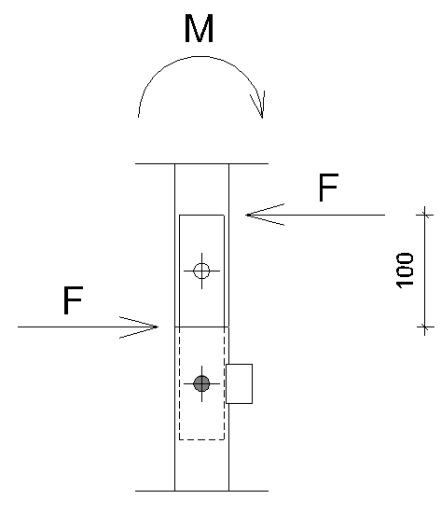
Si allega il diagramma di sollecitazione relativo allo sforzo assiale valutato secondo la combinazione di carico n.13 ove le uniche forze agenti sulla struttura risultano la forza del vento spirante dal basso verso l'alto e i pesi propri e permanenti derivanti dalla struttura in carpenteria metallica, taglieri e seggiolini.



Dall'immagine allegata si evince che, in tale configurazione di carico, unica che potrebbe portare a trazione i montanti, le aste verticali risultano tutte compresse. Pertanto, oltre a scongiurare il ribaltamento della struttura, si conclude che il perno di unione non verrà mai sollecitato a taglio in quanto non vi potrà essere mai sfilamento. Pertanto tale elemento di unione risulta automaticamente verificato.

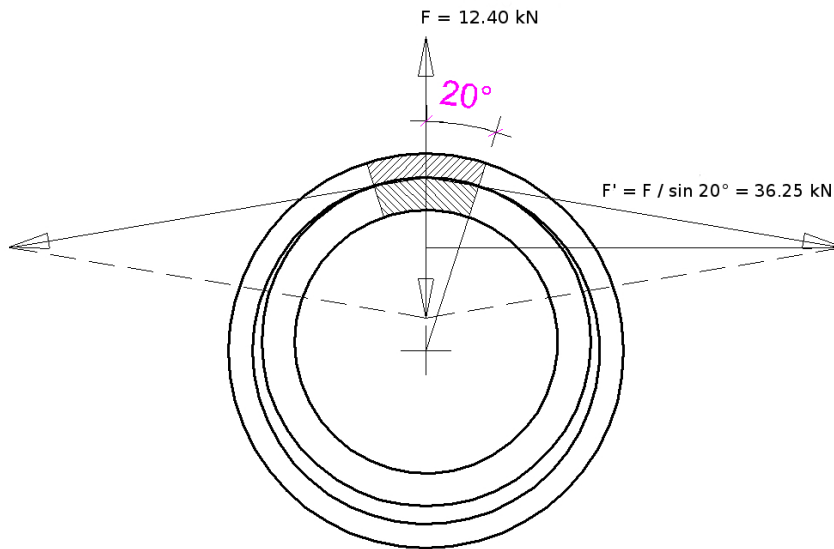
5.3.2 Verifica a rifollamento del montante

Si procede al calcolo delle sollecitazioni in corrispondenza dell'unione tra il tubolare costituente il montante ed il controtubo-manicotto. Il massimo momento agente risulta pari a $M = 124 \text{ kgm}$. A seguito dell'applicazione del momento, all'equilibrio si generano due forze rispettivamente di compressione e trazione agenti sul tubolare esterno. Si riporta la schematizzazione dell'unione e le forze all'equilibrio.

	<p>$b=0,1\text{ m}$</p> $F = \frac{M}{b} = \frac{12400}{10} = 1240\text{ kg}$ <p>A favore di sicurezza si considera, come altezza della sezione reagente, $h = 1\text{ cm}$.</p> <p>Pertanto l'area su cui si sviluppa la trazione risulta pari a:</p> $A = 2 \cdot h \cdot s = 2 \cdot 1,0 \cdot 0,29 = 0,58\text{ cm}^2$ $N_{RD} = \frac{A \cdot f_{yk}}{1,25} = \frac{0,58 \cdot 3550}{1,25} = 1647\text{ kg} > F \quad \text{verificato}$
---	---

Si procede alla verifica a splitting della parete del tubo tondo esterno.

Lo sforzo di trazione che si origina sulla sezione del tubo esterno



Sezione reagente

a favore di sicurezza l'analisi procede considerando reagente un'altezza di sezione pari ad $h = 5\text{ cm}$ pari a metà dell'altezza del manicotto.

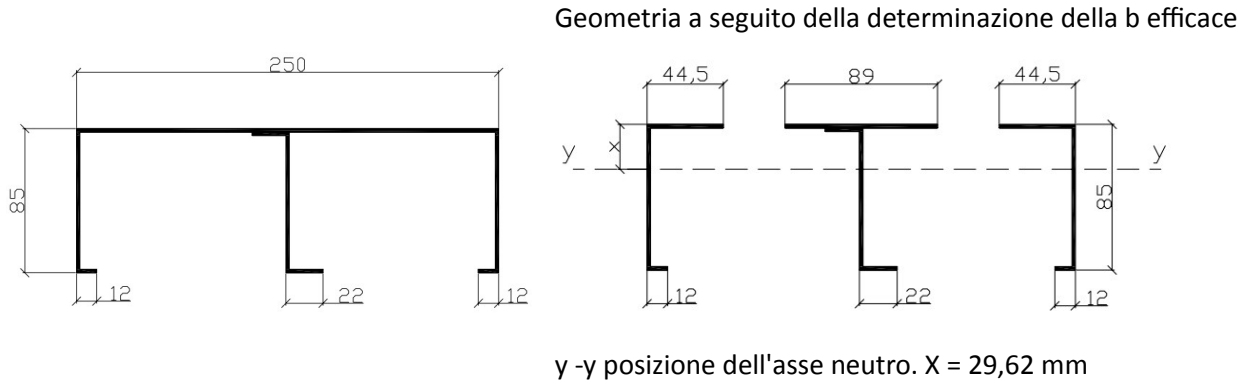
$$A = h \cdot s = 5,0 \cdot 0,29 = 1,45\text{ cm}$$

$$N_{RD} = \frac{A \cdot f_{yk}}{1,25} = \frac{1,45 \cdot 3550}{1,25} = 4118\text{ kg} > F' = 3625\text{ kg} \quad \text{verificato}$$

L'unione risulta verificata.

5.4 Verifica della sezione del tagliere

Il tagliere è realizzato utilizzando acciaio S235JR ($f_{yk} = 2350 \text{ kg/cm}^2$) piegato a freddo. Si riporta la geometria della sezione e delle parti costituenti:



Classificazione della sezione:

Spessore $t = 2 \text{ mm}$

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = \frac{235}{235} = 1$$

Anima soggetta a flessione

$$c = 85 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t} = \frac{85}{2} = 42,5 < 72 \cdot \epsilon = 72 \text{ l'anima appartiene alla classe 1}$$

Piattabanda soggetta a compressione

$$c = 250 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t} = \frac{250}{2} = 125 > 42 \cdot \epsilon = 42 \text{ la piattabanda appartiene alla classe 4}$$

La sezione viene classificata di classe 4.

Per la verifica a flessione è necessario determinare il modulo di resistenza efficace minimo $W_{\text{eff,min}}$. I calcoli a seguire riguardano mezza sezione.

$$b_{\text{eff}} = t \cdot \frac{690}{\sqrt{1,5}} \cdot \left(1 - \frac{152}{\frac{b}{t} \cdot \sqrt{1,5}} \right)$$

Sostituendo i valori si ottiene una base efficace pari a 89 mm. Si calcola il momento d'inerzia della sezione efficace rispetto all'asse neutro.

Area: 974.0

Perimetro: 946.0

Casella di delimitazione:

Bordo Inferiore: X= 0.0 Y= -55.4 Z= 0.0

Bordo Superiore: X= 228.2 Y= 29.6 Z= 0.0

Baricentro: X= 113.0 Y= 0.0

Momenti di inerzia: **X= 938515.0** Y= 18814853.2

Prodotti di inerzia:

XY: -40893.2

Raggi di girazione: X= 31.0 Y= 139.0

Momenti principali e direzioni X-Y intorno al baricentro:

I: 938222.4 lungo X= -1.0 Y= 0.0

J: 6371406.6 lungo X= 0.0 Y= -1.0

Il momento d'inerzia efficace rispetto all'asse neutro risulta pari a

$$I_{eff,(y-y)} = 938515 \text{ mm}^4 = 93,9 \text{ cm}^4$$

$$W_{eff,min} = \frac{I_{eff,(y-y)}}{d} = \frac{93,9}{(8,5 - 2,962)} = 16,96 \text{ cm}^3$$

Si procede al calcolo delle caratteristiche di resistenza della sezione e delle sollecitazioni massime.

$$M_{RD} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M2}} = \frac{16,96 \cdot 2350}{1,25} = 31884 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 318 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

A favore di sicurezza, nel calcolo del valore della resistenza a taglio della sezione si considera unicamente l'area dell'anima.

$$A = n_{anime} \cdot h \cdot t = 3 \cdot 8,5 \cdot 0,2 = 5,1 \text{ cm}^2$$

$$V_{RD} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2}} = \frac{5,1 \cdot 2350}{\sqrt{3} \cdot 1,25} = 5535 \text{ kg}$$

Calcolo delle sollecitazioni massima. Lo schema statico che viene adottato è riconducibile alla trave monocampata vincolata alle estremità mediante cerniere flessionali.

L'area di influenza della sezione oggetto di calcolo è pari a $b = 25$ cm. La luce libera di inflessione è $L = 225$ cm. Nella valutazione non viene presa in considerazione la contemporaneità della presenza della folla e del carico neve secondo quanto prescritto in precedenza.

Carico variabile – tribuna a posti fissi cat. C2	400 kg/m ²
Azione dinamica verticale della folla	40 kg/m ²
Peso proprio dei seggiolini	10 kg/m ²
Peso proprio dei taglieri	36 kg/m ²
Carico vento	54 kg/m ²

$$p_{SLU} = \sum p_i \cdot \gamma_p + q_i \cdot \gamma_q = 1,5 \cdot (10+36) + 1,5 \cdot (400+40) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot 54 = 778 \text{ kg/m}^2$$

$$p_{SLU/0,25} = P_{SLU} \cdot b = 778 \cdot 0,25 = 195 \text{ kg/m}$$

$$M_{max} = \frac{p_{SLU/0,25} \cdot L^2}{8} = \frac{195 \cdot 2,25^2}{8} = 124 \text{ kgm} = M_{ED} < M_{RD} \text{ verificato}$$

$$V_{max} = \frac{p_{SLU/0,25} \cdot L}{2} = \frac{195 \cdot 2,25}{2} = 220 \text{ kg} = V_{ED} < V_{RD} \text{ verificato}$$

Si procede al calcolo della deformazione. A favore di sicurezza, in sostituzione dei valori dei carichi che si otterrebbero secondo le combinazioni SLE, si utilizzano i valori SLU.

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot L^4}{E \cdot J} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,95 \cdot 225^4}{2100000 \cdot 93,9} = 0,330 \text{ cm} < 1/500 L$$

Il profilo risulta verificato.

5.5 Profilo di appoggio dei taglieri C 110x55x2,5 mm

Si allega il tabulato di calcolo relativo all'elemento maggiormente sollecitato.

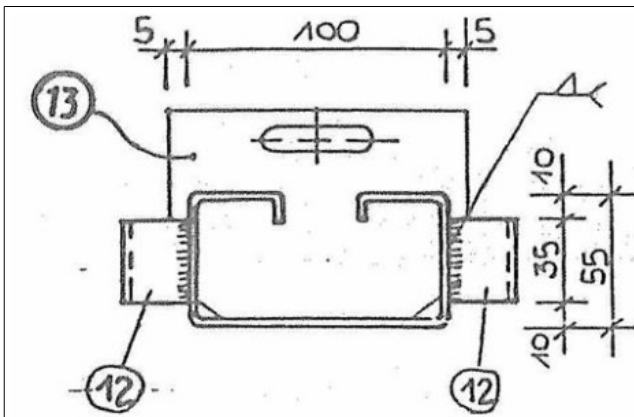
Appoggio del tagliere:

STAMPA PROGETTO S.L.U. - ACCIAIO																		
VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D																		
DATI DI ASTA	Fili N.ro	Quota (m)	Tra tto	Cmb N.r	N Sd (kg)	MxSd (kg*m)	MySd (kg*m)	VxSd (kg)	VySd (kg)	T Sd (kg*m)	N Rd (kg)	MxV.Rd (kg*m)	MyV.Rd (kg*m)	VxplRd (Kg)	VyplRd (Kg)	T Rd (kg*m)	fy rid (Kg/cmq)	Rap %
Sez.N. 983	279	8,45		42	69	-359	0	0	1128	0	19501	422	640	7264	3995	387	2619	85
TR100x55x2	qn=-	-1026		18	76	-53	0	0	489	0	19501	422	640	7264	3995	387	2619	13
Asta: 745	280	8,45		10	10	24	0	0	-129	0	19501	422	640	7264	3995	387	2619	6
Instab.:1=	76,8			β*1= 53,8	-1	235	5	cl=1	ε=0,92	lmd= 23	Rpf= 56	Rft= 0	Wmax/rel/lim=16,7		0,3		3,1	mm

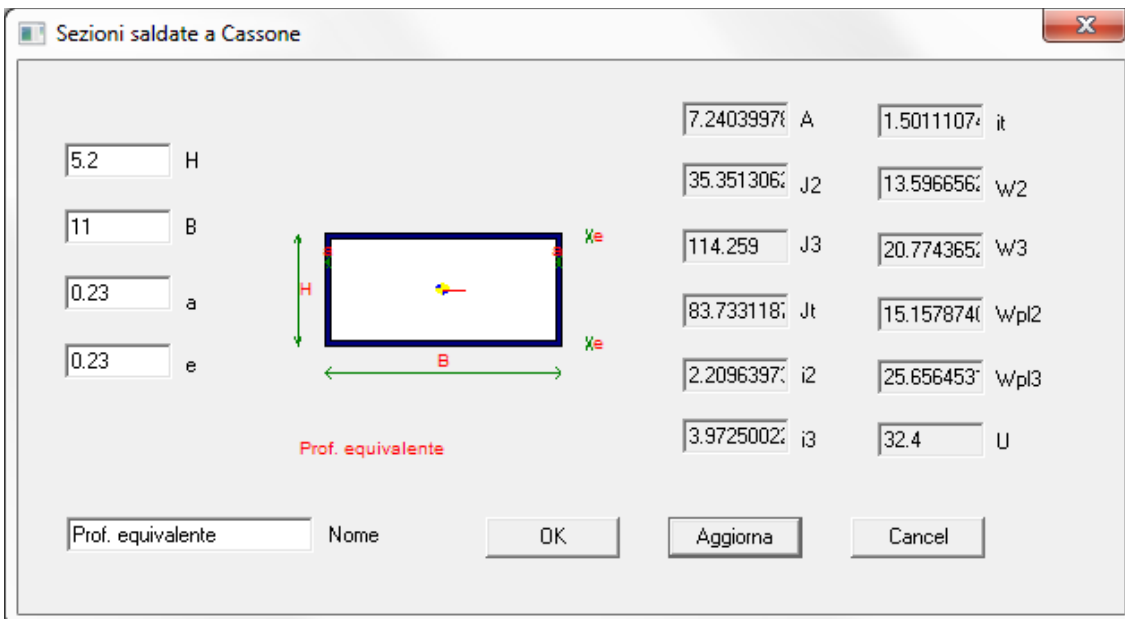
Corrente superiore della trave reticolare:

STAMPA PROGETTO S.L.U. - ACCIAIO																		
VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D																		
DATI DI ASTA	Fili N.ro	Quota (m)	Tra tto	Cmb N.r	N Sd (kg)	MxSd (kg*m)	MySd (kg*m)	VxSd (kg)	VySd (kg)	T Sd (kg*m)	N Rd (kg)	MxV.Rd (kg*m)	MyV.Rd (kg*m)	VxplRd (Kg)	VyplRd (Kg)	T Rd (kg*m)	fy rid (Kg/cmq)	Rap %
Sez.N. 983	180	6,95		34	-1018	236	0	0	-709	0	19501	422	640	7264	3995	387	2619	56
TR100x55x2	qn=	-6		84	-845	168	-1	0	-426	0	19501	422	640	7264	3995	387	2619	40
Asta: 139	179	6,95		34	-1018	-310	0	0	-715	0	19501	422	640	7264	3995	387	2619	74
Instab.:1=	76,8			β*1= 53,8	-938	232	5	cl=1	ε=0,92	lmd= 23	Rpf= 61	Rft= 0	Wmax/rel/lim=15,1		0,3		3,1	mm

Sezione profilo e profilo equivalente (per comparazione del momento d'inerzia J):



Area: 7.2136
 Perimetro: 58.2086
 Casella di delimitazione:
 Bordo Inferiore: X= -5.5000 Y= -2.4955 Z= 0.0000
 Bordo Superiore: X= 5.5000 Y= 3.0045 Z= 0.0000
 Baricentro: X= 0.0000 Y= 0.0000
 Momenti di inerzia: X= 36.2725 Y= 123.0384
 Prodotti di inerzia:
 XY: 0.0000
 Raggi di girazione: X= 2.2424 Y= 4.1300
 Momenti principali e direzioni X-Y intorno al baricentro:
 I: 36.2725 lungo X= 1.0000 Y= 0.0000
 J: 123.0384 lungo X= 0.0000 Y= 1.0000



Resistenza a compressione / trazione:

$$N_{RD} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{7,21 \cdot 2350}{1,05} = 16136 \text{ kg}$$

Resistenza a flessione:

$$M_{RD} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{15,15 \cdot 2350}{1,05} = 339,07 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Resistenza a taglio:

$$A_v = \frac{A \cdot h}{b+h} = \frac{7,21 \cdot 5,5}{11+5,5} = 2,40 \text{ cm}^2$$

$$V_{RD} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{2,40 \cdot 2350}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 3105 \text{ kg}$$

Si procede alla verifica a pressoflessione.

Materiale costituente la colonna

Resistenza a snervamento	f_y	235	[MPa]
Resistenza a rottura	f_u	360	[MPa]
Modulo di elasticità normale	E	210000	[MPa]
Coefficiente di sicurezza	γ_M	1,1	[-]

Geometria della colonna e sollecitazioni

Altezza della colonna	H	768	[mm]
Coefficienti di lunghezza libera d'inflessione	β_y	0,7	[-]
	β_z	0,7	[-]
Coefficienti di imperfezione	α_y	0,21	[-]
	α_z	0,21	[-]

Momenti sollecitanti

	$M_{1,y}$	-3,59	[kNm]
	$\psi M_{1,y}$	0,24	[kNm]
	$M_{1,z}$	0,001	[kNm]
	$\psi M_{1,z}$	0,001	[kNm]
Forza Normale sollecitante in valore assoluto	N_{Ed}	0,69	[kN]

Resistenza a trazione

$N_{t,Rd}$ 154,67 [kN]

Resistenza a compressione

$N_{by,Rd}$ 156,55 [kN]

$N_{bz,Rd}$ 152,64 [kN]

Lunghezze libere d'inflessione	L_{0y}	537,6	[mm]
	L_{0z}	537,6	[mm]
Snellezze della colonna	λ_y	13,53	[-]
	λ_z	24,34	[-]
Normali critiche Euleriane	$N_{cr,y}$	8191391	[N]
	$N_{cr,z}$	2533557	[N]
Snellezze relative	λ'_y	0,14	[-]
	λ'_z	0,26	[-]
Coefficienti di instabilità	ϕ_y	0,50	[-]
	ϕ_z	0,54	[-]
	χ_y	1,01	[-]
	χ_z	0,99	[-]

Resistenza a flessione

$M_{pl,y,Rd}$ 5,48 [kNm]

$M_{pl,z,Rd}$ 3,24 [kNm]

Resistenza a pressoflessione - UNI EN 1993 - 1 - 1:2004

Coefficienti ψ	ψ_y	-0,067	[-]
	ψ_z	1,000	[-]
Coefficienti di momento equivalente	β_y	1,847	[-]
	β_z	1,100	[-]
	μ_y	0,191	[-]
	μ_z	-0,352	[-]
	k_y	1,00	[-]
	k_z	1,00	[-]

Resistenza a pressoflessione - UNI EN 1993 - 1 - 1:2006			
Coefficienti ψ	ψ_y	-0,067	[-]
	ψ_z	1,000	[-]
Coefficienti di momento equivalente	C_{my}	0,573	[-]
	C_{mz}	1,000	[-]
	k_{yy}	0,573	[-]
	k_{yz}	0,600	[-]
	k_{zy}	0,344	[-]
	k_{zz}	1,000	[-]

Condizione Unica

N_{Ed}	M_{yEd}	M_{zEd}	
0,69	3,59	0,00	
$N_{Rd,min}$	M_{yRd}	M_{zRd}	
152,64	5,48	3,24	Verifica
0,005	0,654	0,000	0,659

Condizione 1

N_{Ed}	M_{yEd}	M_{zEd}
0,69	3,59	0,00
N_{yRd}	M_{yRd}	M_{zRd}
156,55	5,48	3,24
0,004	0,375	0,000

Condizione 2

N_{Ed}	M_{yEd}	M_{zEd}
0,69	3,59	0,00
N_{zRd}	M_{yRd}	M_{zRd}
152,64	5,48	3,24
0,005	0,225	0,000

Il profilo risulta verificato.

Si allegano inoltre i risultati ottenuti analizzando le sollecitazioni agenti in corrispondenza al corrente superiore della trave reticolare.

Materiale costituente la colonna			
Resistenza a snervamento	f_y	235	[MPa]
Resistenza a rottura	f_u	360	[MPa]
Modulo di elasticità normale	E	210000	[MPa]
Coefficiente di sicurezza	γ_M	1,1	[-]

Geometria della colonna e sollecitazioni			
Altezza della colonna	H	768	[mm]
Coefficienti di lunghezza libera d'inflessione	β_y	0,7	[-]
	β_z	0,7	[-]
Coefficienti di imperfezione	α_y	0,21	[-]
	α_z	0,21	[-]

Momenti sollecitanti			
	$M_{1,y}$	2,36	[kNm]
	$\psi M_{1,y}$	-3,1	[kNm]
	$M_{1,z}$	0,001	[kNm]
	$\psi M_{1,z}$	0,001	[kNm]
Forza Normale sollecitante in valore assoluto	N_{Ed}	10,18	[kN]

Condizione Unica

N_{Ed}	M_{yEd}	M_{zEd}	
10,18	3,10	0,00	
$N_{Rd,min}$	M_{yRd}	M_{zRd}	
152,64	5,48	3,24	Verifica
0,067	0,551	0,000	0,618

Condizione 1

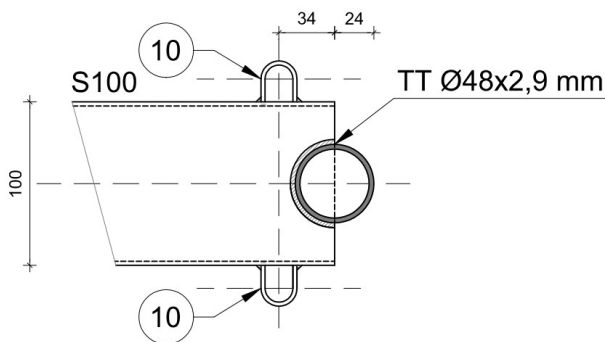
N_{Ed}	M_{yEd}	M_{zEd}
10,18	3,10	0,00
N_{yRd}	M_{yRd}	M_{zRd}
156,55	5,48	3,24
0,065	0,225	0,000

Condizione 2

N_{Ed}	M_{yEd}	M_{zEd}
10,18	3,10	0,00
N_{zRd}	M_{yRd}	M_{zRd}
152,64	5,48	3,24
0,067	0,135	0,000

Il profilo risulta verificato.

5.5.1 Verifica dell'unione saldata S100 – TT Ø48x2,9 mm



L'unione viene realizzata mediante due cordoni di saldatura, in corrispondenza dei piatti superiore ed inferiore costituenti il profilo S100. I parametri riferiti alle sollecitazioni vengono ricavati dalle tabelle di output riportate nel precedente paragrafo.



$$s = 0,6 \text{ cm}$$

$$a_{gola} = 0,42 \text{ cm}$$

$$\frac{f_{tk} \cdot \beta}{\gamma_{M2}} = \frac{360 \cdot 0,8}{1,25} = 230,4 \text{ N/mm}^2 = 2304 \text{ kg/cm}^2$$

Con :

f_{tk} Resistenza a rottura dell'elemento più debole collegato
 β 0.8 per acciaio S235 e S275; 0.9 per acciaio S355; 1 per acciaio S420 2 S460

Lo sviluppo minimo di ogni cordone di saldatura è pari a:

$$L = \pi \cdot r = \pi \cdot 2,4 = 7,53 \text{ cm}$$

$$M_{ED} = 359 \text{ kgm}$$

$$b = 5,5 \text{ cm}$$

$$F_{\text{trazione}} = \frac{M}{b} = \frac{35900}{5,5} = 6528 \text{ kg}$$

Tensione derivante dal momento flettente:

$$\sigma_{\text{ort.}} = \frac{F}{A} = \frac{6528}{(0,42 \cdot 7,53)} = 2064 \text{ kg/cm}^2$$

Si procede al calcolo della tensione tangenziale massima.

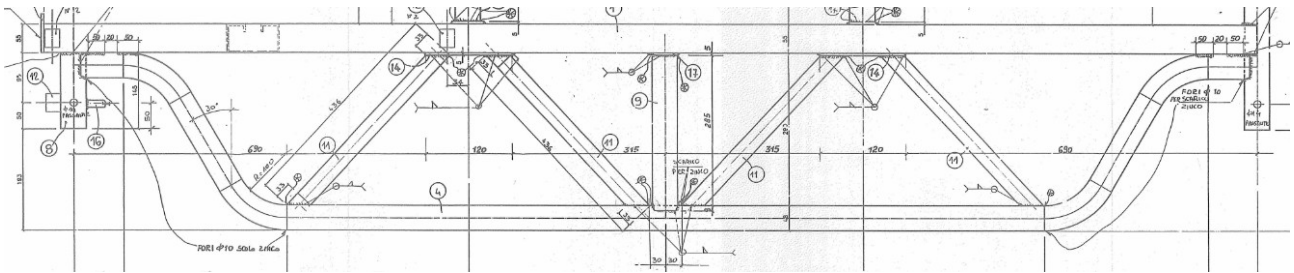
$$V_{\text{max}} = 1128 \text{ kg}$$

$$\tau_{\text{parall.}} = \frac{3 \cdot V}{2 \cdot A} = \frac{3 \cdot 1128}{2 \cdot 0,42 \cdot 7,53} = 535 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{ID}} = \sqrt{\tau_{\text{parall.}}^2 + \sigma_{\text{ort.}}^2} = \sqrt{535^2 + 2064^2} = 2132 \text{ kg/cm}^2 < \frac{f_{tk} \cdot \beta}{\gamma_{M2}} \quad \text{saldatura verificata}$$

5.6 Verifica dei profili costituenti la trave reticolare di stilata

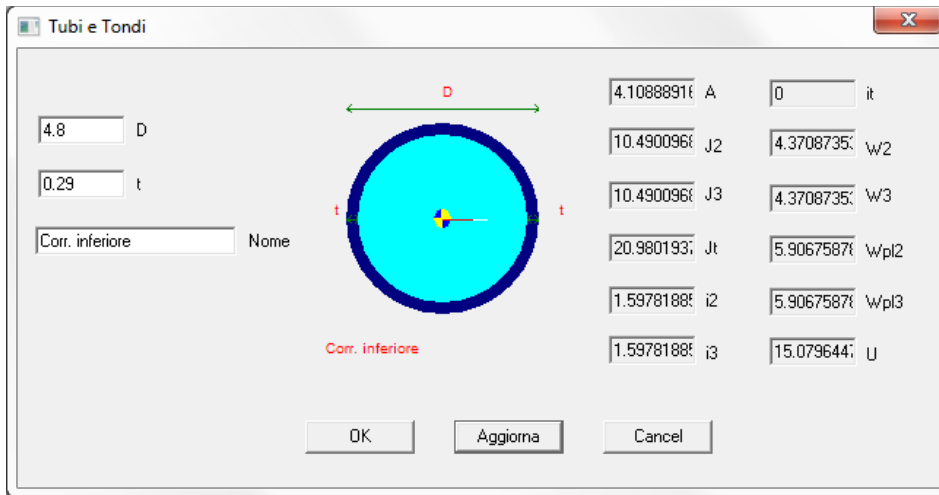
Per quanto concerne il corrente superiore, si faccia riferimento a quanto esposto nel precedente capitolo.



Corrente inferiore: si allega la tabella di output relativa al corrente inferiore maggiormente sollecitato.

STAMPA PROGETTO S.L.U. - ACCIAIO																		
VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D																		
DATI DI ASTA	Fili N.ro	Quota (m)	Tra tto	Cmb N.f	N Sd (kg)	MxSd (kg*m)	MySd (kg*m)	VxSd (kg)	VySd (kg)	T Sd (kg*m)	N Rd kg	MxV.Rd kg*m	MyV.Rd kg*m	VxplRd Kg	VyplRd Kg	T Rd kg*m	fy rid Kg/cmg	Rap %
Sez.N.	981	26	4,61	42	5672	6	2	-1	17	0	10832	75	75	3981	3981	134	2619	52
48,3x2,9m	qn=	-3		42	5672	9	3	-1	16	0	10832	75	75	3981	3981	134	2619	52
Asta: 105	22	4,61		42	5672	13	3	-1	15	0	10832	75	75	3981	3981	134	2619	52
Instab.: l=	39,1		$\beta \cdot l = 27,4$		0	0	0	c1=1	$\epsilon = 0,92$	lmd= 0	Rpf= 0	Rft= 0	Wmax/rel/lim=87,5		0,0		1,6	mm

La sezione del corrente inferiore risulta $\varnothing 48 \times 2,9 \text{ mm} - \text{S235}$. Si procede al calcolo dei parametri di resistenza.



Resistenza a compressione / trazione:

$$N_{RD} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{MO}} = \frac{4,10 \cdot 2350}{1,05} = 9176 \text{ kg}$$

Resistenza a taglio:

$$A_v = 2 \cdot A \pi = \frac{2 \cdot 4,10}{\pi} = 2,61 \text{ cm}^2$$

$$V_{RD} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{MO}} = \frac{2,61 \cdot 2350}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 3372 \text{ kg}$$

Resistenza a flessione:

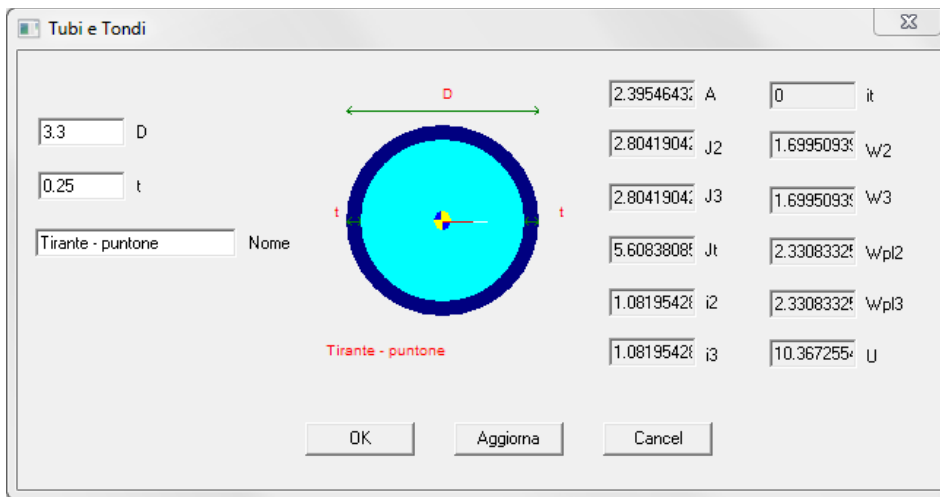
$$M_{RD} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{MO}} = \frac{5,90 \cdot 2350}{1,05} = 132,04 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

La sezione del profilo risulta verificata.

Puntone – tirante : si allega la tabella di output relativa al profilo maggiormente sollecitato.

STAMPA PROGETTO S.L.U. - ACCIAIO																		
VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D																		
DATI DI	Fili	Quota	Tra	Cmb	N Sd	MxSd	MySd	VxSd	VySd	T Sd	N Rd	MxV.Rd	MyV.Rd	VxplRd	VyplRd	T Rd	fy rid	Rap
ASTA	N.ro	(m)	tto	N.r	(kg)	(kg*m)	(kg*m)	(kg)	(kg)	(kg*m)	kg	kg*m	kg*m	Kg	Kg	kg*m	kg/cmg	%
Sez.N.	982	17	2,95	38	-2713	10	-2	-7	-33	0	6273	35	35	2306	2306	51	2619	43
†33x2.5mm	qn=	-1	38	-2713	2	0	0	-7	-34	0	6273	35	35	2306	2306	51	2619	43
Asta:	47	13	2,61	38	-2714	-6	1	-7	-34	0	6273	35	35	2306	2306	51	2619	43
Instab.:l=	48,2	B*1=	33,7	-2714	8	1	cl=1	ε=0,92	lmd= 31	Rpf= 60	Rft= 0	Wmax/rel/lim=41,5	0,1	1,9	mm			

La sezione del profilo risulta Ø33 x 2,5 mm – S235. Si procede al calcolo dei parametri di resistenza.



Resistenza a compressione / trazione:

$$N_{RD} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{MO}} = \frac{2,39 \cdot 2350}{1,05} = 5349 \text{ kg}$$

Resistenza a taglio:

$$A_v = 2 \cdot A \pi = \frac{2 \cdot 2,39}{\pi} = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$V_{RD} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{MO}} = \frac{1,52 \cdot 2350}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 1964 \text{ kg}$$

Resistenza a flessione:

$$M_{RD} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{MO}} = \frac{2,33 \cdot 2350}{1,05} = 52,14 \text{ kg} \cdot m$$

La sezione del profilo risulta verificata. Pertanto la trave reticolare risulta verificata.

5.6.1 Verifica delle saldature; asta di parete – corrente inferiore / superiore

Si verifica, in base all'esito dei tabulati di calcolo, la saldatura tra le aste di parete ed i correnti che costituiscono la trave reticolare di stilata. Le sollecitazioni risultano esclusivamente di compressione con minimi valori relativi ai momenti flettenti ed ai tagli, come ci si aspetta da una struttura reticolare. Si verifica pertanto l'unione a solo sforzo normale.



$$s = 0,5 \text{ cm}$$

$$a_{gola} = 0,35 \text{ cm}$$

$$\frac{f_{tk} \cdot \beta}{\gamma_{M2}} = \frac{360 \cdot 0,8}{1,25} = 230,4 \text{ N/mm}^2 = 2304 \text{ kg/cm}^2$$

Con :

f_{tk} Resistenza a rottura dell'elemento piú debole collegato
 β 0.8 per acciaio S235 e S275; 0.9 per acciaio S355; 1 per acciaio S420 2 S460

$$\sigma_{ort.} = \frac{N}{A} = \frac{2714}{3,42} = 793,56 \text{ kg/cm}^2 < 2304 \text{ kg/cm}^2 \text{ verificato} \quad \text{Dove A è l'area della saldatura.}$$

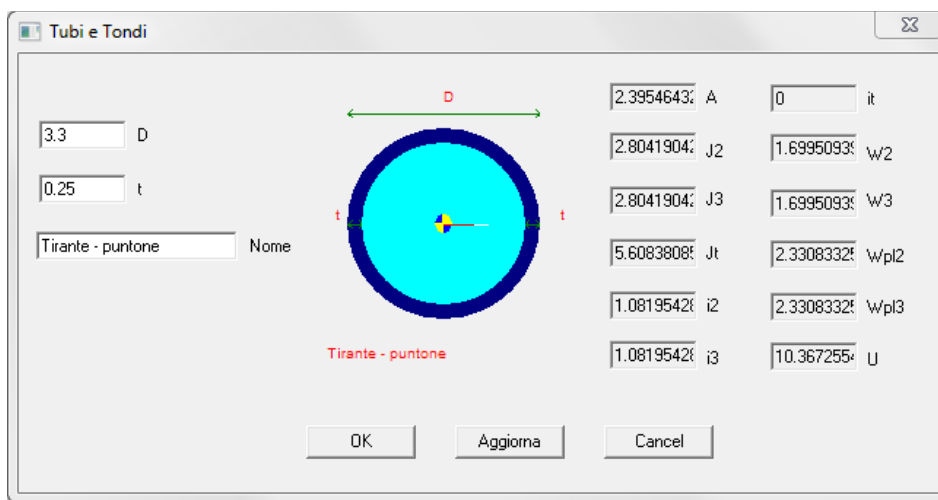
5.7 Verifica dei controventi di stilata

Si allega la tabella di output relativa all' elemento maggiormente sollecitato.

5.7.1 Diagonale del controvento

STAMPA PROGETTO S.L.U. - ACCIAIO																		
VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D																		
DATI DI ASTA	Fili N.ro	Quota (m)	Tra tto	Cmb N.r	N Sd (kg)	MxSd (kg*m)	MySd (kg*m)	VxSd (kg)	VySd (kg)	T Sd (kg*m)	N Rd kg	MxV.Rd kg*m	MyV.Rd kg*m	VxplRd Kg	VyplRd Kg	T Rd kg*m	f _y rid Kg/cmq	Rap %
Sez.N. 982	37	6,33	68	153	13	54	57	-8	-3	6273	60	60	2306	2306	51	2619	89	
33x2.5mm	gn=-	-1	94	23	2	21	35	0	-2	6273	61	61	2306	2306	51	2619	12	
Asta: 241	29	5,08	65	130	-3	42	-57	-10	3	6273	60	60	2306	2306	51	2619	50	
Instab.:1=	168,4	β*1=	117,9	-17	2	0	c1=1	ε=0,92	lmd=109	Rpf= 5	Rft= 0	Wmax/rel/lim=	85,8	2,6	6,7	mm		

La sezione del profilo risulta Ø33 x 2,5 mm – S235. Si procede al calcolo dei parametri di resistenza.



Resistenza a compressione / trazione:

$$N_{RD} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{2,39 \cdot 2350}{1,05} = 5349 \text{ kg}$$

Resistenza a flessione:

$$M_{RD} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{2,33 \cdot 2350}{1,05} = 52,14 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

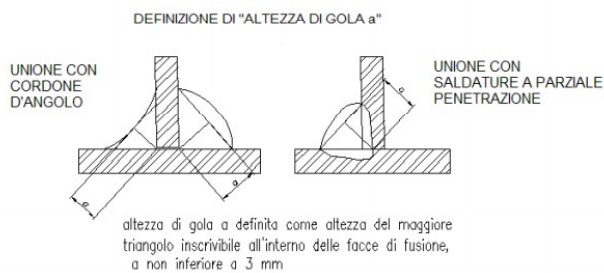
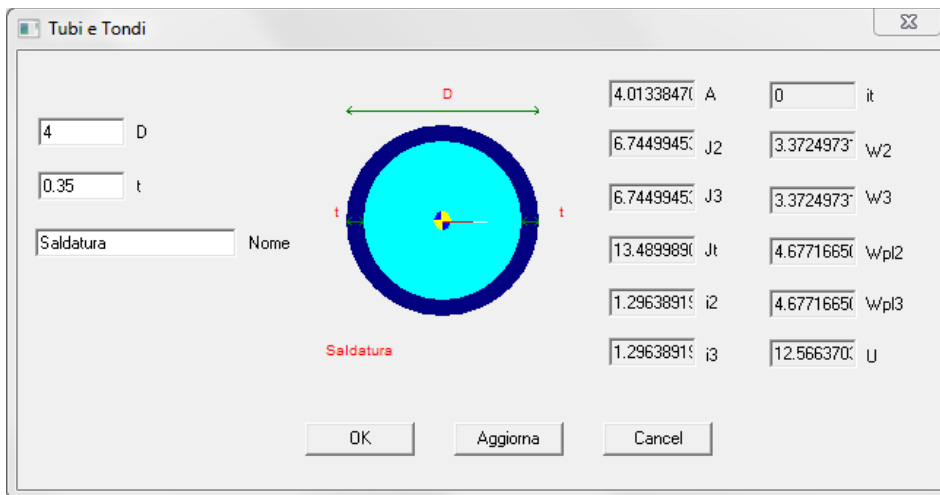
Resistenza a taglio:

$$A_v = 2 \cdot A \pi = \frac{2 \cdot 2,39}{\pi} = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$V_{RD} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{1,52 \cdot 2350}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 1964 \text{ kg}$$

La sezione del profilo risulta verificata.

Si procede alla verifica della saldatura del tubolare. Si allegano le caratteristiche geometriche.



$$s = 0,5 \text{ cm}$$

$$a_{gola} = 0,35 \text{ cm}$$

$$\frac{f_{tk} \cdot \beta}{\gamma_{M2}} = \frac{360 \cdot 0,8}{1,25} = 230,4 \text{ N/mm}^2 = 2304 \text{ kg/cm}^2$$

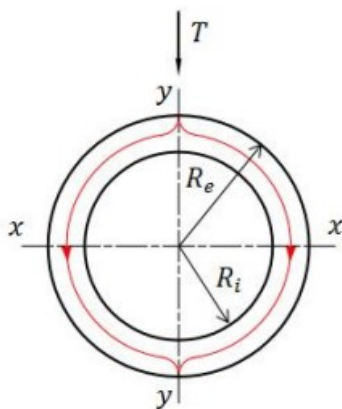
Con :

f_{tk} Resistenza a rottura dell'elemento più debole collegato
 β 0.8 per acciaio S235 e S275; 0.9 per acciaio S355; 1 per acciaio S420 2 S460

Tensione derivante dal momento flettente:

$$\sigma_{ort.} = \frac{M \cdot x}{J} = \frac{5400 \cdot 2}{6,74} = 1603 \text{ kg/cm}^2$$

Si procede al calcolo della tensione tangenziale massima:



Lungo l'asse di simmetria x-x si avrà:

$$S_{xx} = \frac{2}{3} (R_e^3 - R_i^3);$$

$$b = 2(R_e - R_i);$$

$$J_{xx} = \frac{\pi}{4} (R_e^4 - R_i^4);$$

da cui sostituendo si perviene alla seguente:

$$\tau_{zy} = \frac{4T}{3A} \frac{(R_e^2 + R_e R_i + R_i^2)}{(R_e^2 + R_i^2)};$$

che rappresenta il valore massimo.

$$\tau_{parall.} = 28,23 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{ort.} = \frac{N}{A} = \frac{1530}{4,01} = 381,54 \text{ kg/cm}^2$$

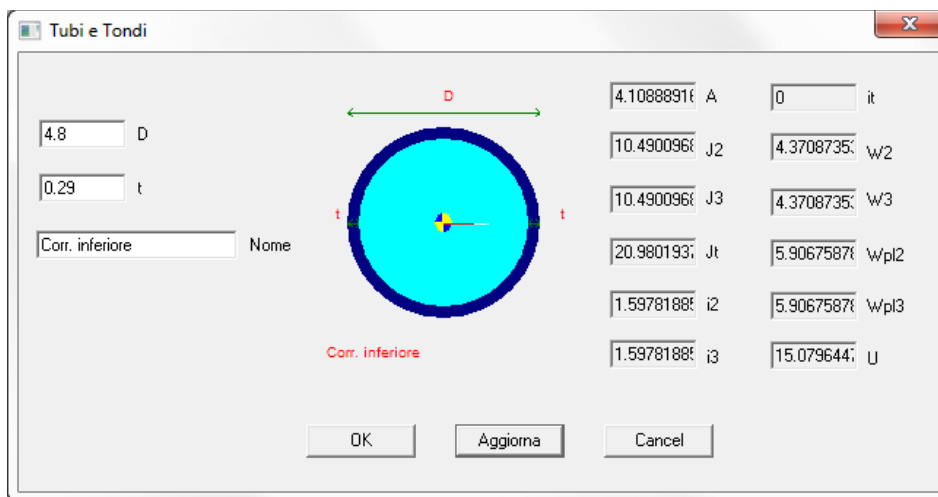
$$\sigma_{ID} = \sqrt{\tau_{parall.}^2 + \sigma_{ort.}^2 + \tau_{ort.}^2} = \sqrt{381,54^2 + 28,23^2 + 1603^2} = 1648 \text{ kg/cm}^2 < \frac{f_{tk} \cdot \beta}{\gamma_{M2}} \quad \text{saldatura verificata}$$

La saldatura risulta verificata.

5.7.2 Asta orizzontale del controvento

STAMPA PROGETTO S.L.U. - ACCIAIO																			
VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D																			
DATI DI ASTA	Fili N.ro	Quota (m)	Tra tto	Cmb N.r	N Sd (kg)	MxSd (kg*m)	MySd (kg*m)	VxSd (kg)	VySd (kg)	T Sd (kg*m)	N Rd kg	MxV.Rd kg*m	MyV.Rd kg*m	VxplRd Kg	VyplRd Kg	T Rd kg*m	f _y rid kg/cmq	Rap %	
Sez.N.	981	20	1,13	10	-72	-112	0	0	288	0	10832	156	156	3981	3981	134	2619	67	
Ø48, 3x2, 9m	qn=	-3	26	-92	-32	-33	0	0	-99	1	10832	155	155	3981	3981	134	2619	9	
Asta: 79	21	1,13	7	-84	-116	0	0	0	-283	0	10832	156	156	3981	3981	134	2619	70	
Instab.: l=	71,6	β*1=	50,2	-71	76	26	cl=1	ε=0,92	lmd=	31	Rpf=	66	Rft=	0	Wmax/rel/lim=	24,6	0,4	2,9	mm

La sezione del corrente risulta Ø48 x 2,9 mm – S235. Si procede al calcolo dei parametri di resistenza.



Resistenza a compressione / trazione:

$$N_{RD} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{MO}} = \frac{4,10 \cdot 2350}{1,05} = 9176 \text{ kg}$$

Resistenza a taglio:

$$A_v = 2 \cdot A \pi = \frac{2 \cdot 4,10}{\pi} = 2,61 \text{ cm}^2$$

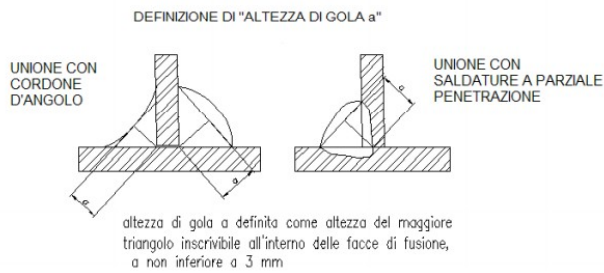
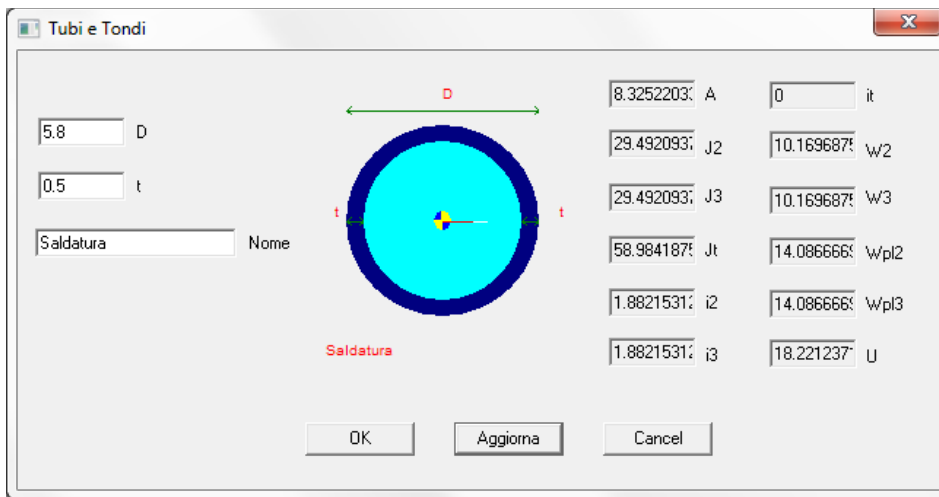
$$V_{RD} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{MO}} = \frac{2,61 \cdot 2350}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 3372 \text{ kg}$$

Resistenza a flessione:

$$M_{RD} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{MO}} = \frac{5,90 \cdot 2350}{1,05} = 132,04 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

La sezione del profilo risulta verificata.

Si procede alla verifica della saldatura e si allegano le caratteristiche geometriche.



$$s = 0,7 \text{ cm}$$

$$a_{gola} = 0,5 \text{ cm}$$

$$\frac{f_{tk} \cdot \beta}{\gamma_{M2}} = \frac{360 \cdot 0,8}{1,25} = 230,4 \text{ N/mm}^2 = 2304 \text{ kg/cm}^2$$

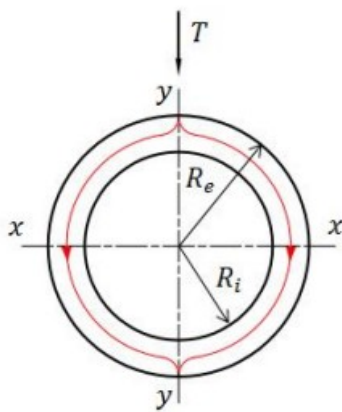
Con :

f_{tk} Resistenza a rottura dell'elemento piú debole collegato
 β 0.8 per acciaio S235 e S275; 0.9 per acciaio S355; 1 per acciaio S420 2 S460

Tensione derivante dal momento flettente:

$$\sigma_{ort.} = \frac{M \cdot x}{J} = \frac{11600 \cdot 2,9}{29,49} = 1141 \text{ kg/cm}^2$$

Si procede al calcolo della tensione tangenziale massima:



Lungo l'asse di simmetria x-x si avrà:

$$S_{xx} = \frac{2}{3} (R_e^3 - R_i^3);$$

$$b = 2(R_e - R_i);$$

$$J_{xx} = \frac{\pi}{4} (R_e^4 - R_i^4);$$

da cui sostituendo si perviene alla seguente:

$$\tau_{zy} = \frac{4T}{3A} \frac{(R_e^2 + R_e R_i + R_i^2)}{(R_e^2 + R_i^2)};$$

che rappresenta il valore massimo.

$$V_{ED} = 288 \text{ kg}$$

$$\tau_{parall.} = 68,76 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{ort.} = \frac{N}{A} = \frac{92}{8,32} = 11,05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ID} = \sqrt{\tau_{parall.}^2 + \sigma_{ort.}^2 + \tau_{ort.}^2} = \sqrt{68,76^2 + 1141^2 + 11,05^2} = 1143 \text{ kg/cm}^2 < \frac{f_{tk} \cdot \beta}{\gamma_{M2}} \quad \text{saldatura verificata}$$

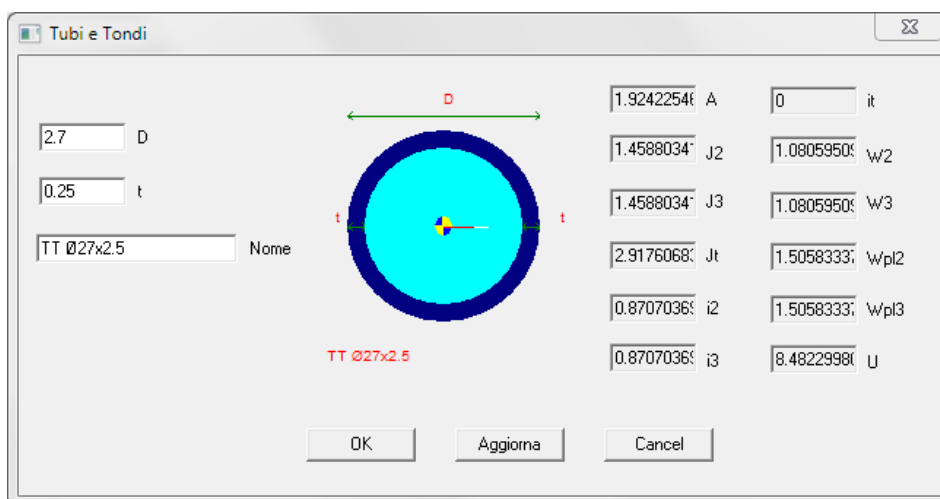
5.8 Verifica dei controventi di campata

Si allegano le tabelle di output relative agli elementi maggiormente sollecitati.

5.8.1 Diagonale di controvento

STAMPA PROGETTO S.L.U. - ACCIAIO																		
VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D																		
DATI DI ASTA	Fili N.ro	Quota (m)	Tra tto	Cmb N.r	N Sd (kg)	MxSd (kg*m)	MySd (kg*m)	VxSd (kg)	VySd (kg)	T Sd (kg*m)	N Rd kg	MxV.Rd kg*m	MyV.Rd kg*m	VxplRd Kg	VyplRd Kg	T Rd kg*m	f _y rid Kg/cmq	Rap %
Nover.	52	0,38	23	798	0	0	0	3	-1	4276	53	32	1570	1570	23	2619	13	
‡27x2.5mm	qn=	-2	23	797	2	0	0	0	-1	4276	53	32	1570	1570	23	2619	13	
Asta: 632	2	0,88	23	797	0	0	0	-3	-1	4276	53	32	1570	1570	23	2619	13	
Instab.: l=	230,5	β*1=	230,5	798	1	0	c1=1	ε=0,92	lmd=213	Rpf= 0	Rft= 0	Wmax/rel/lim=	9,2	1,5	9,2	mm		

La sezione del corrente risulta Ø27 x 2,5 mm – S235. Si procede al calcolo dei parametri di resistenza.



Resistenza a compressione / trazione:

$$N_{RD} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{MO}} = \frac{1,92 \cdot 2350}{1,05} = 4297 \text{ kg}$$

Resistenza a taglio:

$$A_v = 2 \cdot A \pi = \frac{2 \cdot 1,92}{\pi} = 1,22 \text{ cm}^2$$

$$V_{RD} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{MO}} = \frac{1,22 \cdot 2350}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 1576 \text{ kg}$$

Resistenza a flessione:

$$M_{RD} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{MO}} = \frac{1,50 \cdot 2350}{1,05} = 33,57 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

La sezione del profilo risulta verificata.

Si procede alla verifica del perno di unione, della relativa saldatura e dell'asta a rifollamento.

5.8.2 Verifica della sezione del perno di unione

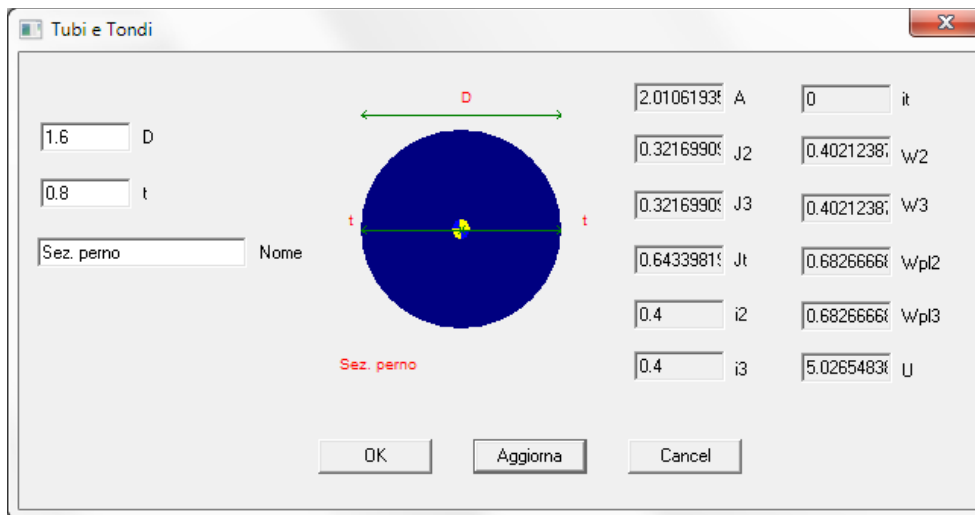
Il perno di unione è costituito da un tondo pieno $\varnothing 16$. Alla luce della geometria dei particolari dell'asta di controvento, la forza di trazione si sviluppa ad una distanza massima di 1 cm dal montante sul quale il perno viene saldato. In questo modo viene a generarsi un momento pari a:

$$N_{ED} = 798 \text{ kg}$$

$$b = 0,01 \text{ m}$$

$$M_{ED} = N_{ED} \cdot b = 798 \cdot 0,01 = 7,98 \text{ kgm}$$

Si ricavano le caratteristiche di resistenza offerte dalla sezione del perno:



$$M_{RD} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,68 \cdot 2350}{1,05} = 15,21 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

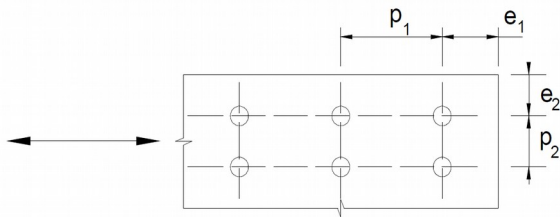
La sezione del perno risulta verificata a flessione. Si procede alla verifica a taglio.

$$A_v = 2 \cdot A \pi = \frac{2 \cdot 2,01}{\pi} = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$V_{RD} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{1,28 \cdot 2350}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 1654 \text{ kg}$$

5.8.3 Verifica a rifollamento

La piastra di unione presenta uno spessore $s = 5 \text{ mm}$.



Attraverso i coefficienti k e α , vengono presi in considerazione i vari meccanismi di rottura a taglio di una piastra forata.

$$\alpha = \min \{ e_1/3d_0 ; f_{tcb}/f_{tk} ; 1 \} = \{ 0,52; 1 ; 1 \} = 1$$

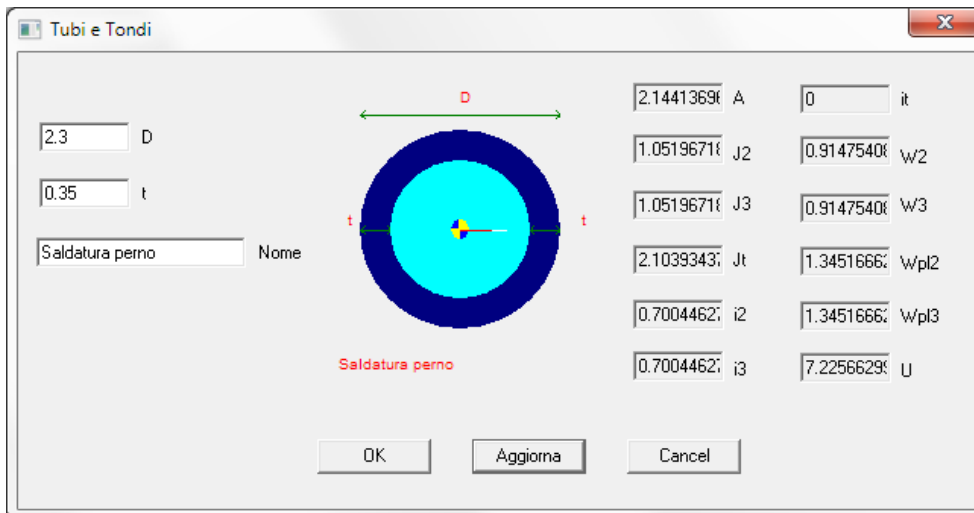
$$k = \min \{ 2,8 e_2/d_0 - 1,7 ; 2,5 \} = \{ 1,1; 2,5 \} = 1,1$$

Si procede al calcolo della resistenza mediante la seguente formula:

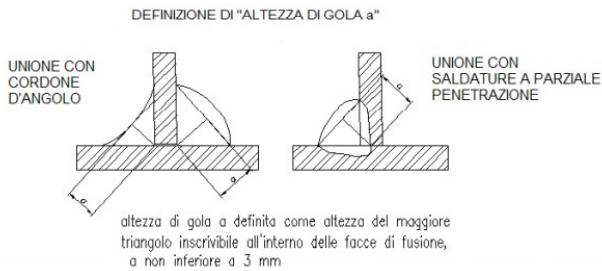
$$F_{b,Rd} = \frac{k \alpha f_{tk} d t}{\gamma_{M2}} = \frac{1 \cdot 1,1 \cdot 1,360 \cdot 16 \cdot 5}{1,25} = 2534 \text{ kg} \gg V_{ED} \text{ sul singolo perno e piano di taglio}$$

dove t è lo spessore dell'elemento forato e d il diametro del perno. Pertanto la piastra risulta verificata a rifollamento.

5.8.4 Verifica della saldatura del perno di unione



Si stimano, in base alle sollecitazioni, le tensioni massime agenti:



$$s = 0,5 \text{ cm}$$

$$a_{gola} = 0,35 \text{ cm}$$

$$\frac{f_{tk} \cdot \beta}{\gamma_{M2}} = \frac{360 \cdot 0,8}{1,25} = 230,4 \text{ N/mm}^2 = 2304 \text{ kg/cm}^2$$

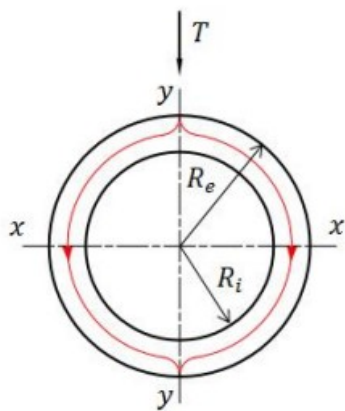
Con :

f_{tk} Resistenza a rottura dell'elemento più debole collegato
 β 0.8 per acciaio S235 e S275; 0.9 per acciaio S355; 1 per acciaio S420 2 S460

Tensione derivante dal momento flettente:

$$\sigma_{ort.} = \frac{M \cdot x}{J} = \frac{798 \cdot 1,15}{1,05} = 874 \text{ kg/cm}^2$$

Si procede al calcolo della tensione tangenziale massima:



Lungo l'asse di simmetria x-x si avrà:

$$S_{xx} = \frac{2}{3} (R_e^3 - R_i^3);$$

$$b = 2(R_e - R_i);$$

$$J_{xx} = \frac{\pi}{4} (R_e^4 - R_i^4);$$

da cui sostituendo si perviene alla seguente:

$$\tau_{zy} = \frac{4T}{3A} \frac{(R_e^2 + R_e R_i + R_i^2)}{(R_e^2 + R_i^2)};$$

che rappresenta il valore massimo.

$$\tau_{parall.} = 730,87 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ID} = \sqrt{3 \cdot \tau_{parall.}^2 + \sigma_{ort.}^2} = \sqrt{3 \cdot 730,87^2 + 874^2} = 1539 \text{ kg/cm}^2 < \frac{f_{tk} \cdot \beta}{\gamma_{M2}} \quad \text{saldatura verificata}$$

5.8.5 Corrente

STAMPA PROGETTO S.L.U. - ACCIAIO																		
VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D																		
DATI DI ASTA	Fili N.ro	Quota (m)	Tra tto	Cmb N.x	N Sd (kg)	MxSd (kg*m)	MySd (kg*m)	VxSd (kg)	VySd (kg)	T Sd (kg*m)	N Rd (kg)	MxV.Rd (kg*m)	MyV.Rd (kg*m)	VxplRd (kg)	VyplRd (kg)	T Rd (kg*m)	f _y rid (kg/cmq)	Rap %
Nover.	2	1,68	37	-685	0	0	0	0	3	0	4276	53	32	1570	1570	23	2619	16
ϕ33x2.5mm	qn=	-2	37	-686	2	0	0	0	0	0	4276	53	32	1570	1570	23	2619	16
Asta: 630	52	1,18	37	-686	0	0	0	0	-3	0	4276	53	32	1570	1570	23	2619	16
Instab.:1=	230,5	β*1=230,5		-686	1	0	0	c1=1	ε=0,92	lmd=213	Rpf=	Rft=	0	Wmax/rel/lim=13,3	1,5	9,2	mm	

Il corrente risulta in compressione. Le sollecitazioni risultano inferiori alle caratteristiche di resistenza del profilo calcolate precedentemente.

5.9 Verifica delle basette

Si allega il tabulato di calcolo relativo alla sollecitazione assiale massima.

STAMPA PROGETTO S.L.U. - ACCIAIO																		
VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D																		
DATI DI ASTA	Fili N.ro	Quota (m)	Tra tto	Cmb N.r	N Sd (kg)	MxSd (kg*m)	MySd (kg*m)	VxSd (kg)	VySd (kg)	T Sd (kg*m)	N Rd kg	MxV.Rd kg*m	MyV.Rd kg*m	VxplRd Kg	VyplRd Kg	T Rd kg*m	f _y rid Kg/cmq	Rap %
Sez.N. 981	795	0,59	68	-9613	14	2	-9	-273	-1	13984	63	63	5140	5140	173	3381	69	
φ48,3x2,9m	qn=	0	68	-9613	-20	3	-9	-273	-1	13984	63	63	5140	5140	173	3381	69	
Asta:1947	795	0,34	68	-9614	-54	4	-9	-273	-1	13984	63	63	5140	5140	173	3381	74	
Instab.:1=	25,0	β*1= 17,5			0	0		c1=1	ε=0,81	lmd= 0	Rpf= 0	Rft= 0	Wmax/rel/lim= 5,9		0,0		1,0	mm

Caratteristiche della sezione resistente

Sezione lorda φ 40x6

Sezione filettata – netta : φ 36x4

$$A_{fil} = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$W_2 = W_3 = 2,90 \text{ cm}^3$$

La massima azione alla base dei montanti risulta pari a $N_{ED} = 9613$ daN. Alla massima regolazione in altezza il massimo gioco angolare consentito dall'accoppiamento basetta - montante è:

- diametro interno montante $\phi_i = 42,5$ mm
- diametro esterno spinotto $\phi_b = 40,0$ mm
- lunghezza minima spinotto $l_b = 200$ mm
- angolo massimo accoppiamento spinotto - montante:

$$\theta_1 = \text{atctg} \frac{(\phi_i - \phi_b)}{l_b} = \text{atctg} \frac{(42,5 - 40)}{200} = 0,013^\circ$$

Valutato $\theta_2 = 0,01^\circ$ l'angolo massimo di inclinazione del montante con la verticale (corrispondente alle imperfezioni geometriche previste dalle istruzioni CNR 10027/85), la verifica della basetta viene condotta con la formula:

$$\frac{N_{ED}}{A_{fil}} + \frac{N_{ED} \cdot (h_b + l_b) \cdot \text{tg}(\theta_1 + \theta_2)}{W_b} < 1,00$$

$$\frac{N_{ED}}{f_{yk} \cdot \gamma_{M1}}$$

dove:

$N = 9613$ daN (carico massimo assiale)

$h_b = 400$ mm (altezza massima della basetta)

Si procede alla verifica:

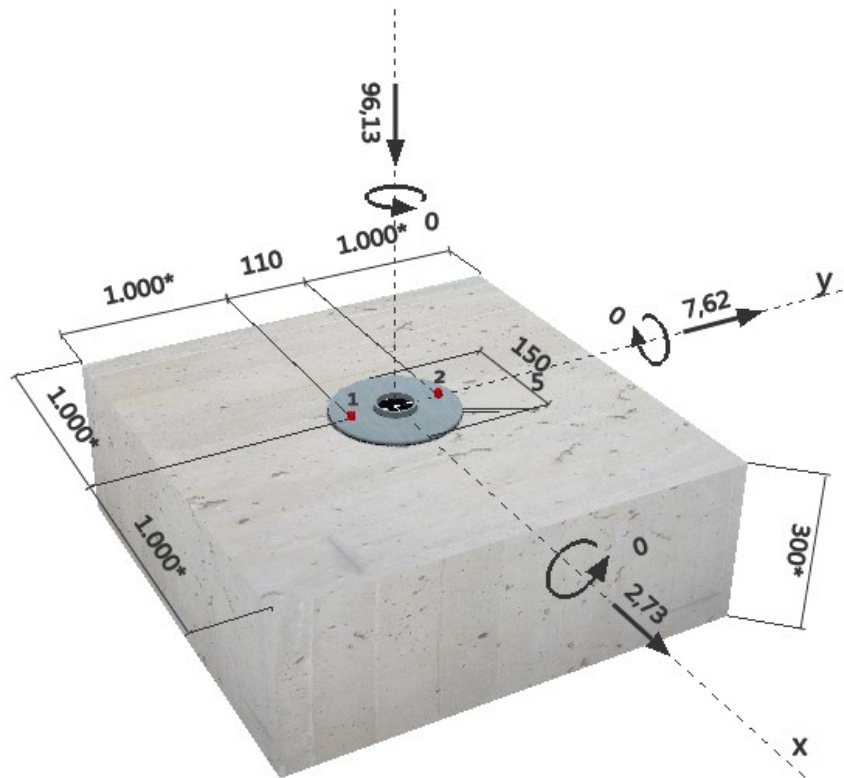
$$\frac{9613}{4,02} + \frac{9613 \cdot 40 \cdot \text{tg}(0,013 + 0,01)}{2,90} < 1,00$$

$$\frac{9613}{(3550/1,1)} = 0,758 < 1,00$$

Le basette regolabili risultano verificate.

5.9.1 Verifica dell'ancoraggio alla platea

Si allegano le sezioni della relazione di verifica significative al fine del calcolo.



1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HST M8
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef} = 47 \text{ mm}$, $h_{nom} = 55 \text{ mm}$
Materiale:	
Certificazione No.:	ETA 98/0001
Emesso l'Valido:	08/05/2013 20/02/2018
Prova:	metodo di calcolo Extended ETAG (No. 001 Allegato C/2010)
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 5 \text{ mm}$
Piastra d'ancoraggio:	$l_x \times l_y \times t = 150 \text{ mm} \times 150 \text{ mm} \times 5 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)
Profilo:	Tubolare; $(L \times W \times T) = 48 \text{ mm} \times 48 \text{ mm} \times 3 \text{ mm}$
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, C20/25, $f_{cc} = 25,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 300 \text{ mm}$
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \varnothing) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\varnothing \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale



2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

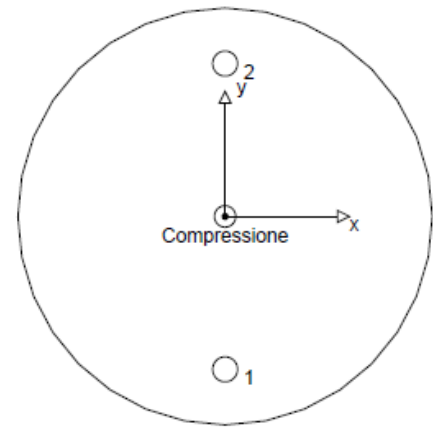
Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0,000	4,047	1,365	3,810
2	0,000	4,047	1,365	3,810

Compressione max. nel calcestruzzo: 0,18 [‰]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 5,47 [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 96,130 [kN]



4 Carico di taglio (ETAG, Allegato C, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	4,047	11,200	37	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	8,094	30,160	27	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+**	7,741	73,469	11	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
14,000	1,250	11,200	4,047

4.2 Rottura per pryout

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	
35391	19881	71	141	2,000	
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,c1}$ [kN]	V_{Sd} [kN]		
12,707	1,500	30,160	8,094		

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+

l_f [mm]	d_{nom} [mm]	k_1	α	β	
47	8,0	1,700	0,027	0,041	
c_1 [mm]	c_1' [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]		
1000	667	600000	2000000		
$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{g,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$
1,000	1,826	1,013	0	1,000	1,000
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Sd} [kN]		
198,560	1,500	73,469	7,741		

5 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk} = 0,000 [kN]	δ_N = 0,000 [mm]
V_{Sk} = 5,734 [kN]	δ_V = 1,792 [mm]
	δ_{NV} = 1,792 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk} = 0,000 [kN]	δ_N = 0,000 [mm]
V_{Sk} = 5,734 [kN]	δ_V = 2,724 [mm]
	- = 2,724 [mm]

7 Dati relativi all'installazione

Piastra d'ancoraggio, acciaio: -
Profilo: Tubolare; 48 x 48 x 3 mm
Diametro del foro nella piastra: $d_f = 9$ mm
Spessore della piastra (input): 5 mm
Spessore della piastra raccomandato: non calcolato
Pulizia: E' necessaria la pulizia manuale del foro in conformità alle istruzioni di posa.

Tipo e dimensione dell'ancorante: HST M8
Coppia di serraggio: 0,020 kNm
Diametro del foro nel materiale base: 8 mm
Profondità del foro nel materiale base: 65 mm
Spessore minimo del materiale base: 100 mm

7.1 Accessori richiesti

Perforazione

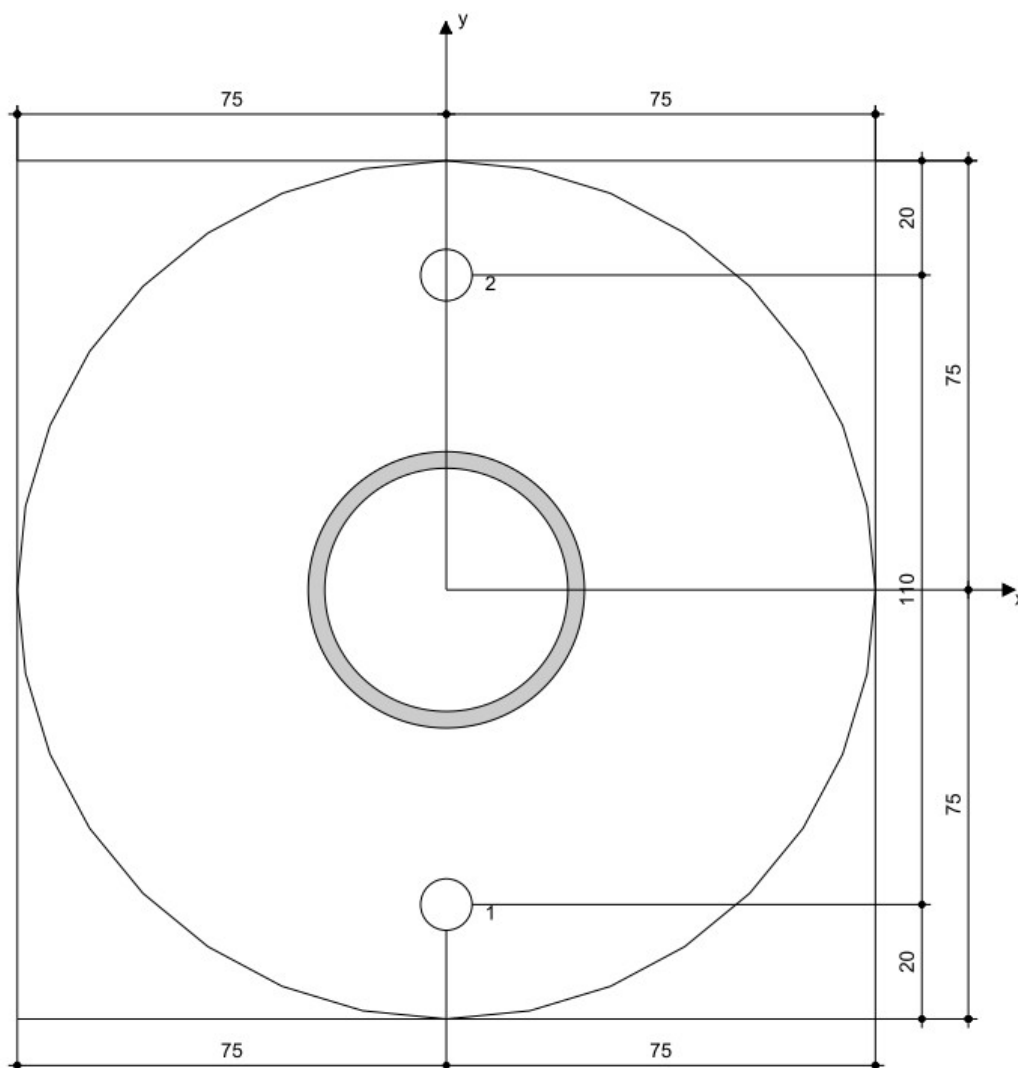
- Idoneo per rotopercussione
- Dimensione appropriata della punta del trapano

Pulizia

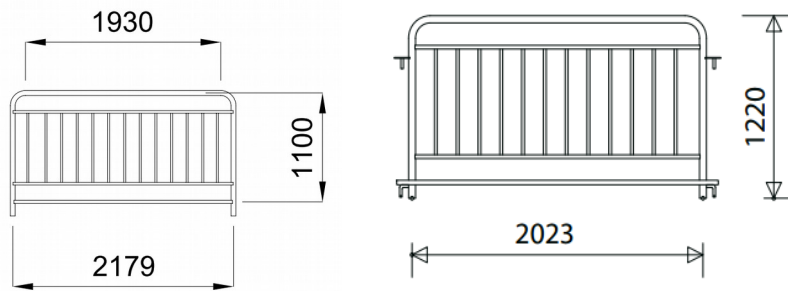
- Pompetta soffiante manuale

Posa

- Chiave dinamometrica
- Martello



5.10 Verifica del parapetto L = 218 cm



Profilo del montante: $\varnothing 48 \times 2,7$ mm – acciaio S235

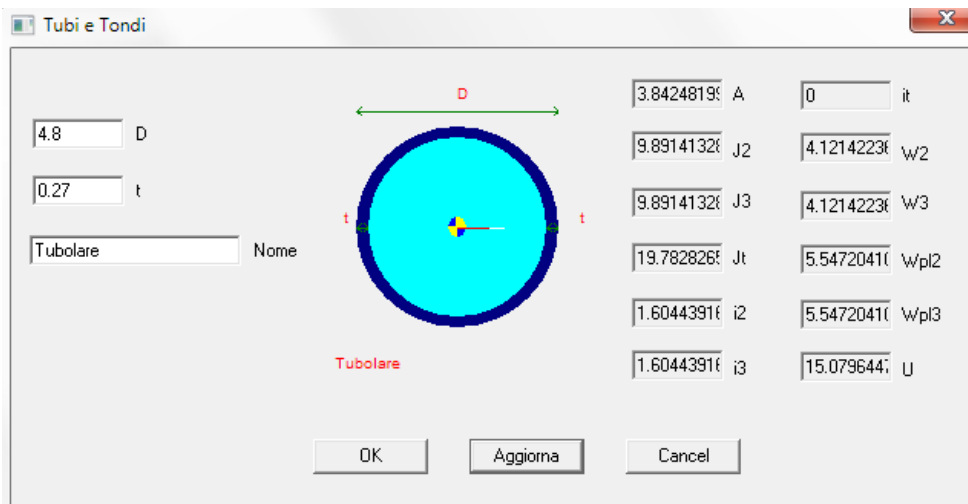
Profilo del corrimano: $\varnothing 48 \times 2,7$ mm – acciaio S235

Profilo di unione del montante del parapetto alla struttura: $2 \times \varnothing 48 \times 2,9$ mm – acciaio S235

Massima spinta orizzontale $H_k = 200$ kg/m

Carico SLU = $\gamma \cdot H_k = 1,5 \cdot 200 = 300$ kg/m

Area di influenza $i = 218 / 2 = 109$ cm



Determinazione della classe del profilo del corrimano – Verifica della sezione

d = diametro del tubo 48 mm

t = spessore del tubo 2,7 mm

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = \frac{235}{235} = 1$$

$d/t = 48/2,7 = 17,78 < 50 \epsilon = 50 \rightarrow$ profilo di classe 1

$$W_{pl} = 5,54 \text{ cm}^3$$

Si ricavano le caratteristiche di resistenza della sezione:

$$M_{RD} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{5,54 \cdot 2350}{1,05} = 12399 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 123,99 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$A_v = \frac{2 \cdot A}{\pi} = \frac{2 \cdot 3,84}{\pi} = 2,44 \text{ cm}^2$$

$$V_{RD} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{2,44 \cdot 2350}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 3152 \text{ kg}$$

Calcolo delle sollecitazioni massime agenti sul corrimano:

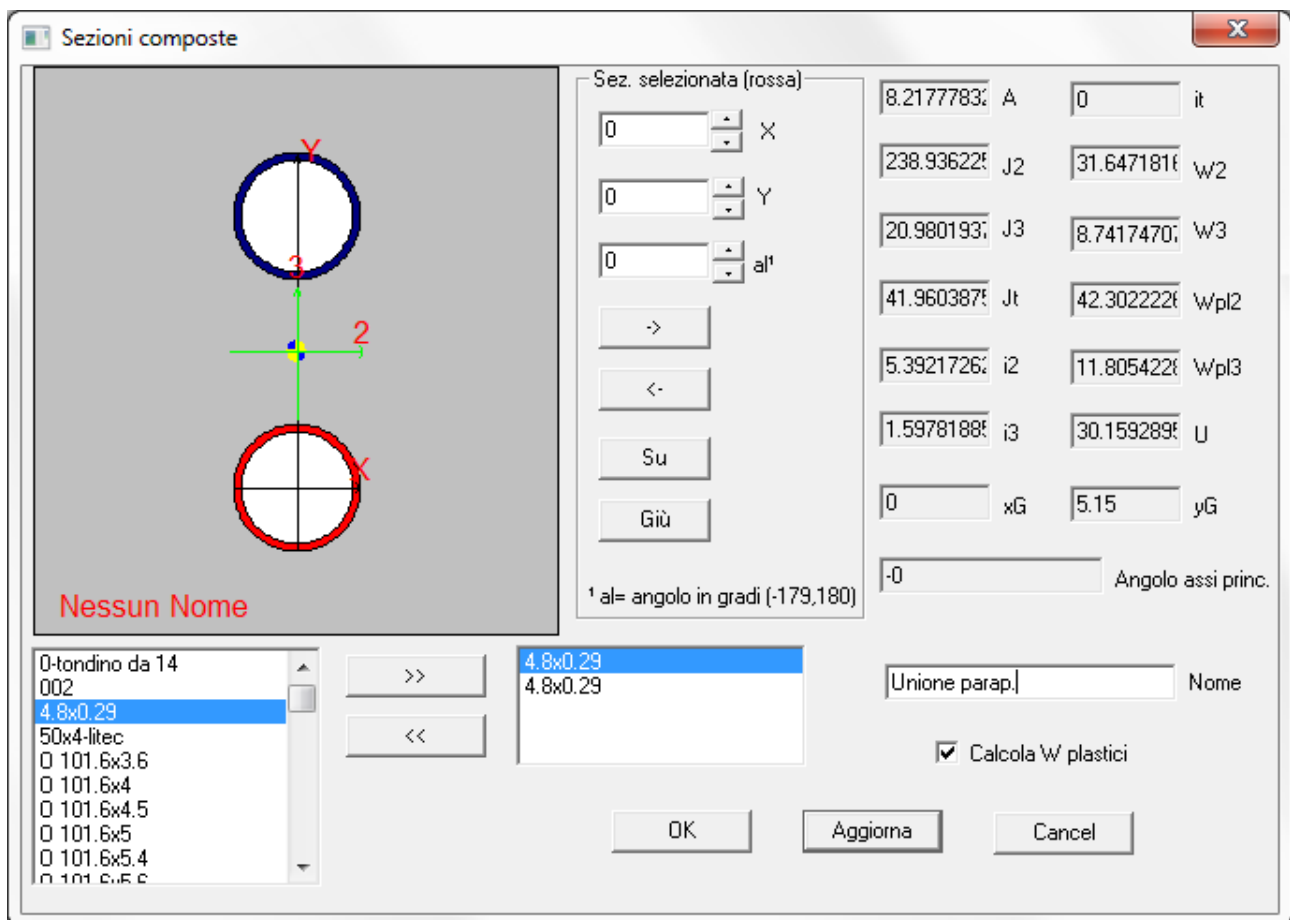
$$M_{ED} = \frac{p \cdot L^2}{8} = \frac{300 \cdot 1,93^2}{8} = 111,74 \text{ kgm} < 123,99 \text{ kgm} \text{ verificato}$$

$$V_{ED} = \frac{p \cdot L}{2} = \frac{300 \cdot 2,18}{2} = 327 \text{ kg} < 3152 \text{ kg} \text{ verificato}$$

Il corrimano del parapetto risulta verificato.

5.10.1 Verifica dell'unione del parapetto alla struttura

Si allega la sezione del montante di unione del parapetto alla struttura della tribuna.



Caratteristiche di resistenza:

$$M_{RD} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{42,3 \cdot 2350}{1,05} = 12399 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 946,71 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$A_v = \frac{n_p \cdot 2 \cdot A}{\pi} = \frac{2 \cdot 2 \cdot 4,10}{\pi} = 5,22 \text{ cm}^2$$

$$V_{RD} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{5,22 \cdot 2350}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 6745 \text{ kg}$$

Sollecitazioni massime e verifica della sezione

$$M_{max} = P_{SLU} \cdot i \cdot L = 300 \cdot 2,18 \cdot 0,85 = 555,90 \text{ kgm} < 946,71 \text{ kgm} \text{ verificato}$$

$$V_{max} = P_{SLU} \cdot i = 300 \cdot 2,18 = 654 \text{ kg} < V_{RD} \text{ verificato}$$

Il parapetto risulta verificato.

5.10.2 Verifica del perno di unione del parapetto

I parapetti vengono uniti al montante raddoppiato mediante 4 perni, due superiori e due inferiori, secondo le allegate tavole grafiche esecutive. A favore di sicurezza si considera che tutta la sollecitazione derivante dalla spinta orizzontale si scarichi unicamente sui perni superiori.

Sezione dei perni $\varnothing 10$

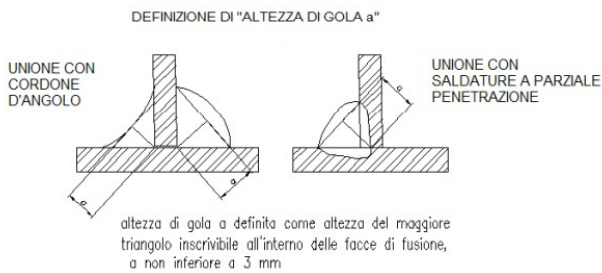
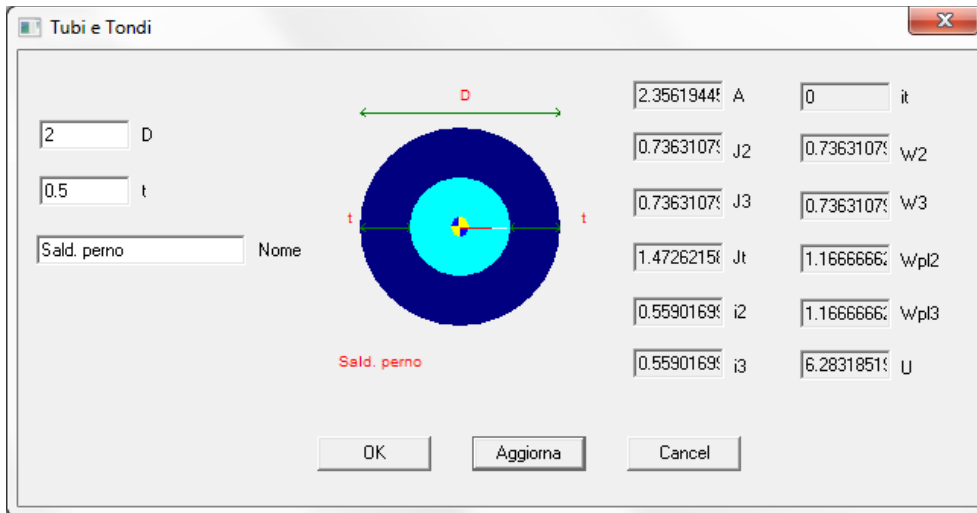
$$A_{perno} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{\pi \cdot 1}{4} = 0,78 \text{ cm}^2$$

$$V_{RD} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{0,78 \cdot 2350}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 1007 \text{ kg}$$

$$V_{ED} = \frac{p \cdot L}{2} = \frac{300 \cdot 2,18}{2} = 327 \text{ kg} < V_{RD} = 1007 \text{ kg} \text{ verificato}$$

Si procede alla verifica della saldatura del perno e della saldatura al montante del parapetto della piastra orizzontale di unione del perno.

Si allegano le caratteristiche geometriche della saldatura.



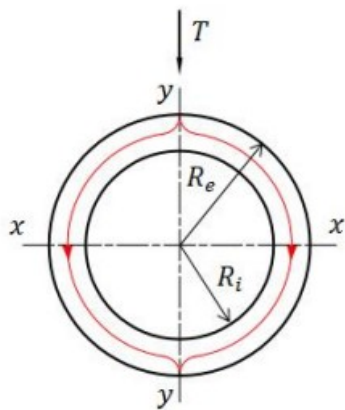
$$s = 0,7 \text{ cm}$$

$$a_{gola} = 0,5 \text{ cm}$$

$$\frac{f_{tk} \cdot \beta}{\gamma_{M2}} = \frac{360 \cdot 0,8}{1,25} = 230,4 \text{ N/mm}^2 = 2304 \text{ kg/cm}^2$$

Con :

f_{tk} Resistenza a rottura dell'elemento più debole collegato
 β 0.8 per acciaio S235 e S275; 0.9 per acciaio S355; 1 per acciaio S420 2 S460



Lungo l'asse di simmetria x-x si avrà:

$$S_{xx} = \frac{2}{3} (R_e^3 - R_i^3) ;$$

$$b = 2(R_e - R_i) ;$$

$$I_{xx} = \frac{\pi}{4} (R_e^4 - R_i^4) ;$$

da cui sostituendo si perviene alla seguente:

$$\tau_{zy} = \frac{4T}{3A} \frac{(R_e^2 + R_e R_i + R_i^2)}{(R_e^2 + R_i^2)} ;$$

che rappresenta il valore massimo.

$$\tau_{parall.} = 389,61 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ID} = \tau_{parall.} = 389,61 \text{ kg/cm}^2 < \frac{f_{tk} \cdot \beta}{\gamma_{M2}} \quad \text{saldatura verificata}$$

Si procede alla verifica della saldatura al montante del parapetto.

Si allegano le caratteristiche geometriche.

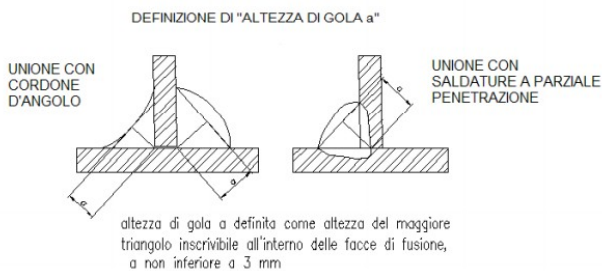
Sezioni saldate a Cassone

1.5	H	5.3	A	0.4330127	it
4.8	B	1.3104166	J2	1.7472221	w2
0.5	a	11.537666	J3	4.8073613	w3
0.5	e	3.4886792	Jt	2.4625	wpl2
		0.4972408	i2	6.835	wpl3
		1.4754383	i3	12.6	U

Nessun Nome

Piastra Nome OK Aggiorna Cancel

A favore di sicurezza si considerano resistenti unicamente le porzioni di saldatura parallele alla direzione della sollecitazione.



$$s = 0,5 \text{ cm}$$

$$a_{gola} = 0,35 \text{ cm}$$

$$\frac{f_{tk} \cdot \beta}{\gamma_{M2}} = \frac{360 \cdot 0,8}{1,25} = 230,4 \text{ N/mm}^2 = 2304 \text{ kg/cm}^2$$

Con :

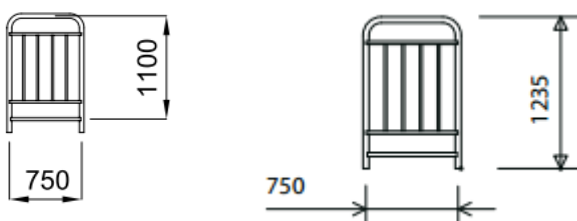
f_{tk} Resistenza a rottura dell'elemento più debole collegato
 β 0.8 per acciaio S235 e S275; 0.9 per acciaio S355; 1 per acciaio S420 2 S460

$$A = b \cdot a_{gola} \cdot n = 4,8 \cdot 0,35 \cdot 2 = 3,36 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{ID} = \tau_{parall.} = \frac{3 \cdot V}{2 \cdot A} = \frac{3 \cdot 327}{2 \cdot 3,36} = 146 \text{ kg/cm}^2$$

La saldatura risulta verificata.

5.11 Verifica del parapetto L = 75 cm



Profilo del montante: \emptyset 48x2,7 mm – acciaio S235

Profilo del corrimano: \varnothing 48x2,7 mm – acciaio S235

Massima spinta orizzontale $H_k = 200$ kg/m

Carico SLU $= \gamma \cdot H_k = 1,5 \cdot 200 = 300$ kg/m

Area di influenza $i = 75 / 2 = 37,5$ cm

Determinazione della classe del profilo

d = diametro del tubo 48 mm

t = spessore del tubo 2,7 mm

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = \frac{235}{235} = 1$$

$d/t = 48/2,7 = 17,78 < 50 \quad \epsilon = 50 \rightarrow$ profilo di classe 1

$$W_{pl} = 5,54 \text{ cm}^3$$

$$M_{RD} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{5,54 \cdot 2350}{1,05} = 12399 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 123,99 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$A_v = \frac{2 \cdot A}{\pi} = \frac{2 \cdot 3,84}{\pi} = 2,44 \text{ cm}^2$$

$$V_{RD} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{2,44 \cdot 2350}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 3152 \text{ kg}$$

Calcolo delle sollecitazioni massime

$$M_{max} = P_{SLU} \cdot i \cdot L = 300 \cdot 0,375 \cdot 1,10 = 123,75 \text{ kgm}$$

$$V_{max} = P_{SLU} \cdot i = 300 \cdot 0,375 = 112,5 \text{ kgm} < V_{RD} \text{ verificato}$$

Il parapetto risulta verificato.

L'area di influenza a cui afferisce il perno di unione risulta inferiore alla corrispondente calcolata nel precedente capitolo. Di conseguenza le reazioni vincolari risulteranno inferiori alla configurazione già oggetto di verifica. Pertanto il perno di unione risulta verificato.

5.12 Verifica della scala

5.12.1 Verifica del cosciale

Si procede alla verifica del cosciale della scala costituito da un tubolare rettangolare di sezione 100x50x6 mm, come da allegate caratteristiche geometriche.

Sezioni saldate a Cassone

10	H	16.56	A	1.4433756	it
5	B	200.8672	J2	40.173441	W2
0.6	a	63.9272	J3	25.570880	W3
0.6	e	148.75213	Jt	51.432	Wpl2
		3.4827663	i2	30.732	Wpl3
		1.9647743	i3	30	U

Cosciale

Nome

OK

Aggiorna

Cancel

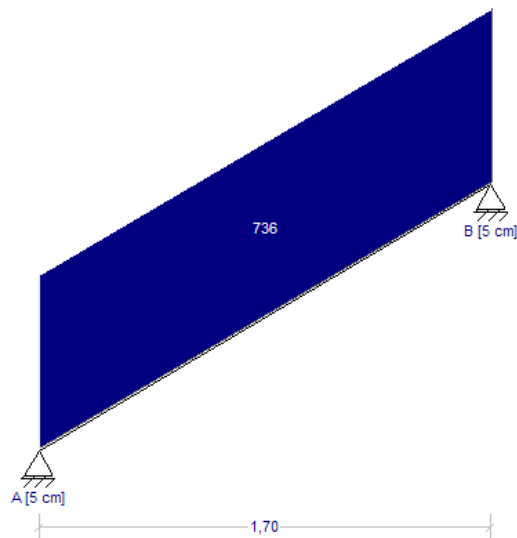
Interasse: 2,25 m

Larghezza dell'area di influenza: L = 1,125 m

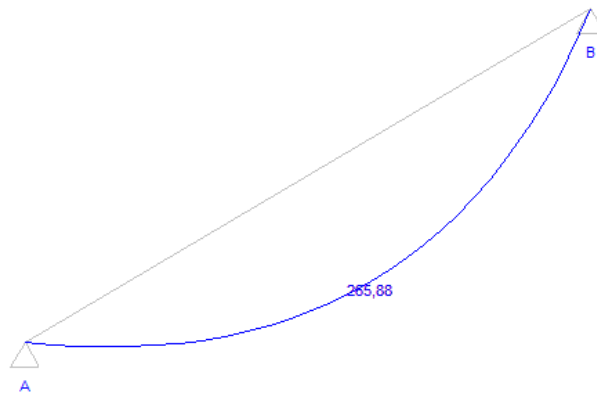
Carico distribuito stimato:

$$p_{SLU} = (\gamma_p \cdot p + \gamma_q \cdot q) \cdot L = (400 \cdot 1,5 + 36 \cdot 1,5) \cdot 1,125 = 736 \text{ kgm}$$

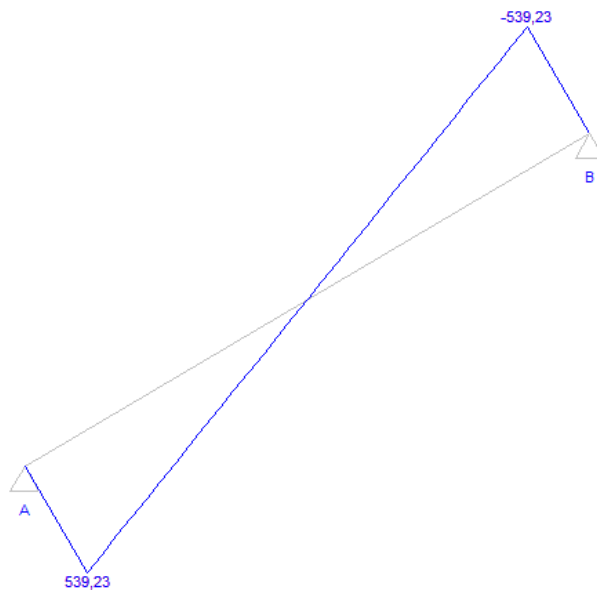
Si allega lo schema statico adottato al fine dei calcoli e i relativi diagrammi di sollecitazione.



Momento [kg m]



Taglio [kg]



SOLLECITAZIONI MASSIME

Campata n°	Ascissa [m]	M min [kg m]	M max [kg m]	T max [kg]	T min [kg]	Tau pos [Kg/cm²]	Tau neg [Kg/cm²]	N max [kg]	N min [kg]
1	0,00	0,00	0,00	539,23	539,23	0,00	0,00	317,19	317,19
1	1,97	0,00	-	-539,23	-	0,00	-	-317,19	0,00
1	0,99	-	265,88	-	0,00	-	0,00	-317,19	0,00
1	1,70	0,00	0,00	-539,23	-539,23	0,00	0,00	-317,19	-317,19

Calcolo delle caratteristiche di resistenza

$$M_{RD} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{Mo}} = \frac{51,43 \cdot 2350}{1,05} = 12399 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 1151 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$A_v = 2 \cdot h \cdot s = 2 \cdot 10 \cdot 0,6 = 12 \text{ cm}^2$$

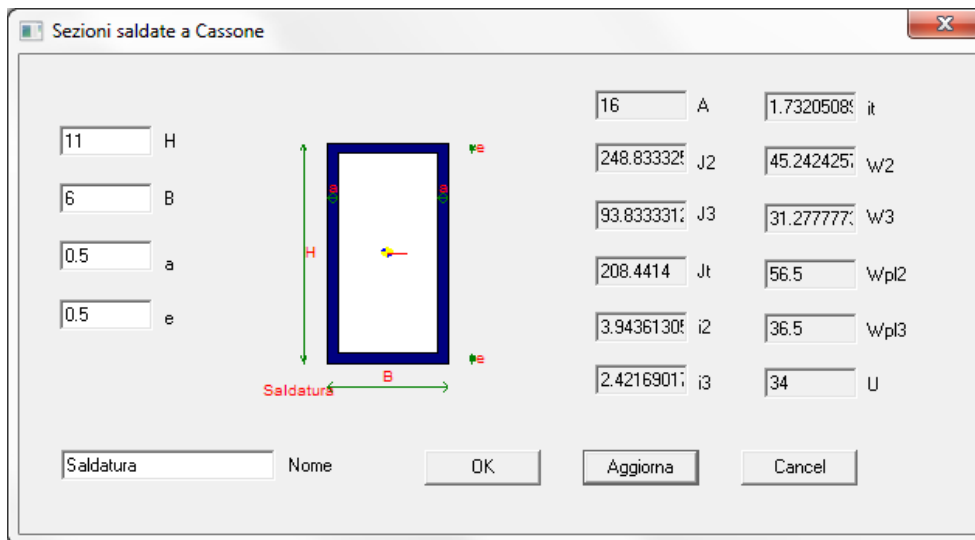
$$V_{RD} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{12 \cdot 2350}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 15506 \text{ kg}$$

$$N_{RD} = \frac{A \cdot f_{yk}}{1,05} = \frac{16,56 \cdot 2350}{1,05} = 37062 \text{ kg}$$

I valori delle sollecitazioni risultano inferiori ai corrispondenti resistenti. Pertanto al sezione risulta verificata.

5.12.2 Verifica della saldatura del cosciale

Si allega la geometria della saldatura del cosciale al montante.



Al fine del calcolo resistenza al taglio si considerano reagenti, a favore di sicurezza, solo le porzioni verticali della saldatura.

$$A_v = 2 \cdot h \cdot s = 2 \cdot 10 \cdot 0,6 = 12 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{parall.} = \frac{3 \cdot V}{2 \cdot A_v} = \frac{3 \cdot 540}{2 \cdot 12} = 67,5 \text{ kg/cm}^2$$

Si procede alla valutazione del momento di estremità.

SOLLECITAZIONI MASSIME									
Campata	Ascissa	M min	M max	T max	T min	Tau pos	Tau neg	N max	N min
n°	[m]	[kg m]	[kg m]	[kg]	[kg]	[Kg/cm²]	[Kg/cm²]	[kg]	[kg]
1	0,00	-177,25	-177,25	539,23	539,23	0,00	0,00	317,19	317,19
1	0,99	-	88,63	-	0,00	-	0,00	317,19	0,00
1	1,70	-177,25	-177,25	-539,23	-539,23	0,00	0,00	-317,19	-317,19

$$\sigma_{ort.} = \frac{M \cdot x}{J} = \frac{17725 \cdot 5,5}{248,83} = 391,78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ID} = \sqrt{\tau_{parall.}^2 + \sigma_{ort.}^2} = \sqrt{67,5^2 + 391,78^2} = 387,57 \text{ kg/cm}^2 < \frac{f_{tk} \cdot \beta}{\gamma_{M2}} \quad \text{saldatura verificata}$$

seguire riguardano mezza sezione.

$$b_{eff} = t \cdot \frac{690}{\sqrt{\frac{f_d}{1,5}}} \cdot \left(1 - \frac{152}{\frac{b}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_d}{1,5}}} \right)$$

Sostituendo i valori si ottiene una base efficace pari a 106 mm. Si calcola il momento d'inerzia della sezione efficace rispetto all'asse neutro.

Area: 10.6

Perimetro: 106.4

Casella di delimitazione:

Bordo Inferiore: X= -15.0 Y= -1.2 Z= 0.0

Bordo Superiore: X= 15.0 Y= 4.8 Z= 0.0

Baricentro: X= 0.0 Y= 3.3

Momenti di inerzia: X= 161.7 Y= 1047.7

Prodotti di inerzia: XY: 1.9

Raggi di girazione: X= 3.9 Y= 10.0

Momenti principali e direzioni X-Y intorno al baricentro:

I: 418.0 lungo X= -1.0 Y= 0.0

J: 1498.2 lungo X= 0.0 Y= -1.0

Il momento d'inerzia efficace rispetto all'asse neutro risulta pari a

$$I_{eff,(y-y)} = 161 \text{ cm}^4$$

$$W_{eff,min} = \frac{I_{eff,(y-y)}}{d} = \frac{161}{(9,6 - 4,82)} = 33,62 \text{ cm}^3$$

Si procede al calcolo delle caratteristiche di resistenza della sezione e delle sollecitazioni massime.

$$M_{RD} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M2}} = \frac{33,62 \cdot 2350}{1,25} = 63205 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 632 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

A favore di sicurezza, nel calcolo del valore della resistenza a taglio della sezione si considera unicamente l'area dell'anima.

$$A = n_{anime} \cdot h \cdot t = 3 \cdot 6,0 \cdot 0,2 = 3,6 \text{ cm}^2$$

$$V_{RD} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2}} = \frac{3,6 \cdot 2350}{\sqrt{3} \cdot 1,25} = 3907 \text{ kg}$$

Calcolo delle sollecitazioni massima. Lo schema statico che viene adottato è riconducibile alla trave monocampata vincolata alle estremità mediante cerniere flessionali.

L'area di influenza della sezione oggetto di calcolo è pari a $b = 30 \text{ cm}$. La luce libera di inflessione è $L = 225 \text{ cm}$. Nella valutazione non viene presa in considerazione la contemporaneità della presenza della folla e del carico neve secondo quanto prescritto in precedenza.

Carico variabile – tribuna a posti fissi cat. C2	400 kg/m ²
Azione dinamica verticale della folla	40 kg/m ²
Peso proprio dei taglieri	49 kg/m ²
Carico vento	47 kg/m ²

$$p_{SLU} = \sum p_i \cdot \gamma_p + q_i \cdot \gamma_q = 1,5 \cdot 49 + 1,5 \cdot (400 + 40) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot 47 = 776 \text{ kg/m}^2$$

$$p_{SLU/0,25} = P_{SLU} \cdot b = 776 \cdot 0,30 = 233 \text{ kg/m}$$

$$M_{max} = \frac{p_{SLU/0,25} \cdot L^2}{8} = \frac{233 \cdot 2,25^2}{8} = 148 \text{ kgm} = M_{ED} < M_{RD} \text{ verificato}$$

$$V_{max} = \frac{p_{SLU/0,25} \cdot L}{2} = \frac{233 \cdot 2,25}{2} = 263 \text{ kg} = V_{ED} < V_{RD} \text{ verificato}$$

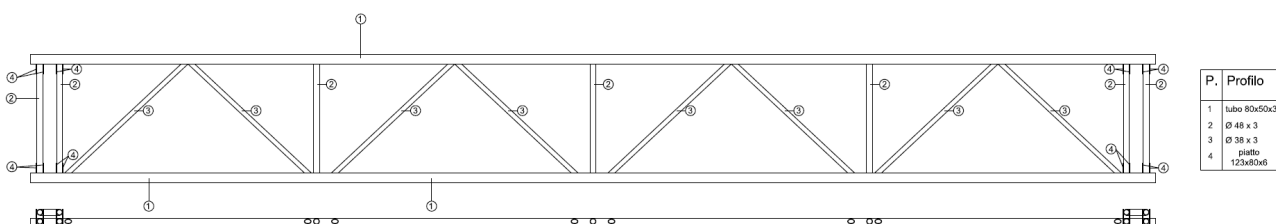
Si procede al calcolo della deformazione. A favore di sicurezza, in sostituzione dei valori dei carichi che si otterrebbero secondo le combinazioni SLE, si utilizzano i valori SLU.

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot L^4}{E \cdot J} = \frac{5}{384} \cdot \frac{2,33 \cdot 225^4}{2100000 \cdot 161} = 0,23 \text{ cm} < 1/500 L$$

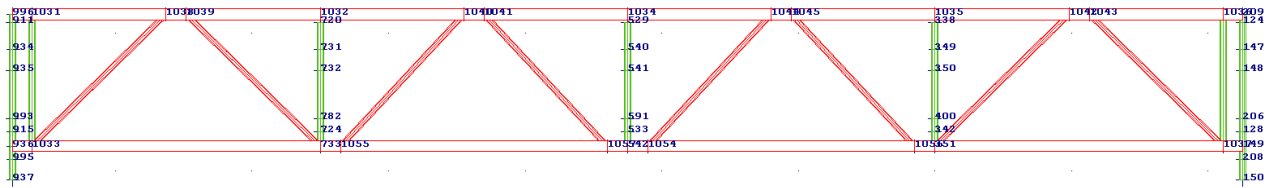
Il profilo risulta verificato.

5.13 Verifica della trave reticolare di campata

Si riportano le verifiche relative agli elementi strutturali costituenti la trave reticolare a 4 campi in quanto le sollecitazioni rilevate in corrispondenza degli elementi della trave reticolare a 3 campi risultano inferiori. Si allegano le tabelle di output relative agli elementi maggiormente sollecitati e si procede a verifica.



Estratto del modello di calcolo



5.13.1 Verifica del corrente superiore e del corrente inferiore (elemento di nuovo inserimento)

I correnti superiore ed inferiori vengono realizzati utilizzando un tubolare rettangolare di sezione 80x50x3 mm in acciaio S235. Si allegano le tabelle di output e le caratteristiche geometriche della sezione.

Classe del profilo: 1

Sezioni saldate a Cassone

H: 8, B: 5, a: 0.3, e: 0.3

Corrente

Nome: Corrente

OK, Aggiorna, Cancel

7.44 A, 1.4433756 it, 64.7512 J2, 16.1877996 W2, 30.8032 J3, 12.321280 W3, 63.373362 Jt, 19.764 Wpl2, 2.9501047 i2, 14.184 Wpl3, 2.0347518 i3, 26 U

ELEMENTO A

STAMPA PROGETTO S.L.U. - ACCIAIO																		
VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D																		
DATI DI ASTA	Fili N.ro	Quota (m)	Tra tto	Cmb N.r	N Sd (kg)	MxSd (kg*m)	MySd (kg*m)	VxSd (kg)	VySd (kg)	T Sd (kg*m)	N Rd (kg)	MxV.Rd (kg*m)	MyV.Rd (kg*m)	VxplRd (kg)	VyplRd (kg)	T Rd (kg*m)	fy rid (kg/cmq)	Rap %
Sez.N. 984 807		4,18		34	5751	-19	0	4	52	0	19281	433	343	4281	6850	328	2619	30
TR80x50x3m	qn=-	-6		34	5751	29	-4	4	44	0	19281	433	343	4281	6850	328	2619	30
Asta:1725	809	4,18		34	5751	68	-8	4	37	0	19281	433	343	4281	6850	328	2619	30
Instab.:1=	195,0				0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

ELEMENTO B

STAMPA PROGETTO S.L.U. - ACCIAIO																		
VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D																		
DATI DI ASTA	Fili N.ro	Quota (m)	Tra tto	Cmb N.r	N Sd (kg)	MxSd (kg*m)	MySd (kg*m)	VxSd (kg)	VySd (kg)	T Sd (kg*m)	N Rd (kg)	MxV.Rd (kg*m)	MyV.Rd (kg*m)	VxplRd (kg)	VyplRd (kg)	T Rd (kg*m)	fy rid (kg/cmq)	Rap %
Sez.N. 984 800		5,14		34	-5428	28	-3	0	8	0	19281	443	351	4281	6850	328	2619	28
TR80x50x3m	qn=-	-6		34	-5428	32	-3	0	0	0	19281	443	351	4281	6850	328	2619	28
Asta:1925	288	5,14		34	-5428	32	-3	0	0	0	19281	443	351	4281	6850	328	2619	28
Instab.:1=	105,2				-5260	31	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

VERIFICHE ELEMENTO A

Materiale costituente la colonna			
Resistenza a snervamento	f_y	235	[MPa]
Resistenza a rottura	f_u	360	[MPa]
Modulo di elasticità normale	E	210000	[MPa]
Coefficiente di sicurezza	γ_M	1,1	[-]

Geometria della colonna e sollecitazioni			
Altezza della colonna	H	1950	[mm]
Coefficienti di lunghezza libera d'inflessione	β_y	0,7	[-]
	β_z	0,7	[-]
Coefficienti di imperfezione	α_y	0,21	[-]
	α_z	0,21	[-]

Momenti sollecitanti			
	$M_{1,y}$	-0,19	[kNm]
	$\psi M_{1,y}$	0,68	[kNm]
	$M_{1,z}$	0,001	[kNm]
	$\psi M_{1,z}$	-0,08	[kNm]
Forza Normale sollecitante in valore assoluto	N_{Ed}	57,51	[kN]

Resistenza a trazione	$N_{t,Rd}$	158,95 [kN]
------------------------------	------------	-------------

Resistenza a compressione	$N_{by,Rd}$	147,27 [kN]
	$N_{bz,Rd}$	133,64 [kN]

Lunghezze libere d'inflessione	L_{0y}	1365 [mm]
	L_{0z}	1365 [mm]
Snellezze della colonna	λ_y	46,27 [-]
	λ_z	67,11 [-]
Normali critiche Euleriane	$N_{cr,y}$	720229 [N]
	$N_{cr,z}$	342396 [N]
Snellezze relative	λ'_y	0,49 [-]
	λ'_z	0,71 [-]
Coefficienti di instabilità	ϕ_y	0,65 [-]
	ϕ_z	0,81 [-]
	χ_y	0,93 [-]
	χ_z	0,84 [-]

Resistenza a flessione	$M_{pl,y,Rd}$	4,22 [kNm]
	$M_{pl,z,Rd}$	3,03 [kNm]

Resistenza a pressoflessione - UNI EN 1993 - 1 - 1:2004			
Coefficienti ψ	ψ_y	-3,579 [-]	
	ψ_z	-80,000 [-]	
Coefficienti di momento equivalente	β_y	4,305 [-]	
	β_z	57,800 [-]	
	μ_y	2,493 [-]	
	μ_z	79,899 [-]	
	k_y	0,68 [-]	
	k_z	0,65 [-]	

Resistenza a pressoflessione - UNI EN 1993 - 1 - 1:2006		
Coefficienti ψ	ψ_y	-3,579 [-]
	ψ_z	-80,000 [-]
Coefficienti di momento equivalente	C_{my}	-0,832 [-]
	C_{mz}	-31,400 [-]
	k_{yy}	0,446 [-]
	k_{yz}	0,326 [-]
	k_{zy}	0,267 [-]
	k_{zz}	0,543 [-]

Condizione Unica

N_{Ed}	M_{yEd}	M_{zEd}	
57,51	0,68	0,08	
$N_{Rd,min}$	M_{yRd}	M_{zRd}	
133,64	4,22	3,03	Verifica
0,430	0,110	0,017	0,557

Condizione 1

N_{Ed}	M_{yEd}	M_{zEd}
57,51	0,68	0,08
N_{yRd}	M_{yRd}	M_{zRd}
147,27	4,22	3,03
0,391	0,072	0,009

Condizione 2

N_{Ed}	M_{yEd}	M_{zEd}
57,51	0,68	0,08
N_{zRd}	M_{yRd}	M_{zRd}
133,64	4,22	3,03
0,430	0,043	0,014

Il profilo risulta verificato.

VERIFICHE ELEMENTO B

Materiale costituente la colonna

Resistenza a snervamento	f_y	235 [MPa]
Resistenza a rottura	f_u	360 [MPa]
Modulo di elasticità normale	E	210000 [MPa]
Coefficiente di sicurezza	γ_M	1,1 [-]

Geometria della colonna e sollecitazioni

Altezza della colonna	H	1950 [mm]
Coefficienti di lunghezza libera d'inflessione	β_y	0,7 [-]
	β_z	0,7 [-]
Coefficienti di imperfezione	α_y	0,21 [-]
	α_z	0,21 [-]

Momenti sollecitanti	
$M_{1,y}$	0,28 [kNm]
$\psi M_{1,y}$	0,32 [kNm]
$M_{1,z}$	-0,03 [kNm]
$\psi M_{1,z}$	-0,03 [kNm]
Forza Normale sollecitante in valore assoluto	
N_{Ed}	54,28 [kN]

Resistenza a trazione	$N_{t,Rd}$	158,95 [kN]
-----------------------	------------	-------------

Resistenza a compressione	$N_{by,Rd}$	147,27 [kN]
	$N_{bz,Rd}$	133,64 [kN]

Lunghezze libere d'inflessione	L_{0y}	1365 [mm]
	L_{0z}	1365 [mm]
Snellezze della colonna	λ_y	46,27 [-]
	λ_z	67,11 [-]
Normali critiche Euleriane	$N_{cr,y}$	720229 [N]
	$N_{cr,z}$	342396 [N]
Snellezze relative	λ'_y	0,49 [-]
	λ'_z	0,71 [-]
Coefficienti di instabilità	ϕ_y	0,65 [-]
	ϕ_z	0,81 [-]
	χ_y	0,93 [-]
	χ_z	0,84 [-]

Resistenza a flessione	$M_{pl,yRd}$	4,22 [kNm]
	$M_{pl,zRd}$	3,03 [kNm]

Resistenza a pressoflessione - UNI EN 1993 - 1 - 1:2004		
Coefficienti ψ	ψ_y	1,143 [-]
	ψ_z	1,000 [-]
Coefficienti di momento equivalente	β_y	1,000 [-]
	β_z	1,100 [-]
	μ_y	-0,764 [-]
	μ_z	-1,135 [-]
	k_y	1,26 [-]
	k_z	1,42 [-]

Resistenza a pressoflessione - UNI EN 1993 - 1 - 1:2006		
Coefficienti ψ	ψ_y	1,143 [-]
	ψ_z	1,000 [-]
Coefficienti di momento equivalente	C_{my}	1,057 [-]
	C_{mz}	1,000 [-]
	k_{yy}	1,171 [-]
	k_{yz}	0,802 [-]
	k_{zy}	0,703 [-]
	k_{zz}	1,337 [-]

Condizione Unica

N_{Ed}	M_{yEd}	M_{zEd}	
54,28	0,32	0,03	
$N_{Rd,min}$	M_{yRd}	M_{zRd}	
133,64	4,22	3,03	Verifica
0,406	0,095	0,014	0,515

Condizione 1

N_{Ed}	M_{yEd}	M_{zEd}
54,28	0,32	0,03
N_{yRd}	M_{yRd}	M_{zRd}
147,27	4,22	3,03
0,369	0,089	0,008

Condizione 2

N_{Ed}	M_{yEd}	M_{zEd}
54,28	0,32	0,03
N_{zRd}	M_{yRd}	M_{zRd}
133,64	4,22	3,03
0,406	0,053	0,013

Il profilo risulta verificato.

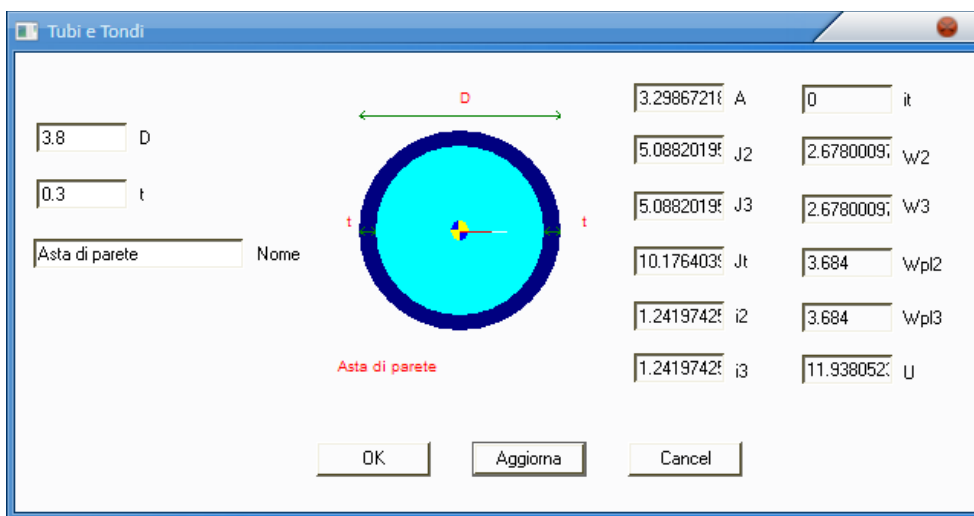
5.13.2 Verifica delle aste di parete

Si allega la tabella di output dell'elemento maggiormente sollecitato.

Sezione $\varnothing 38 \times 3$ mm – acciaio S235

STAMPA PROGETTO S.L.U. - ACCIAIO																		
VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D																		
DATI DI ASTA	Fili N.ro	Quota (m)	Tra.tto	Cmb N.r	N Sd (kg)	MxSd (kg*m)	MySd (kg*m)	VxSd (kg)	VySd (kg)	T Sd (kg*m)	N Rd kg	MxV.Rd kg*m	MyV.Rd kg*m	VxplRd Kg	VyplRd Kg	T Rd kg*m	f _y rid Kg/cmq	Rap %
Sez.N. 985	802	5,14	34	-3422	-15	0	1	14	0	8638	58	58	3174	3174	81	2619	40	
$\varnothing 38 \times 3$ mm	qn=	-2	34	-3424	-6	0	1	12	0	8638	58	58	3174	3174	81	2619	40	
Asta:1723	796	4,18	34	-3425	2	-1	1	11	0	8638	58	58	3174	3174	81	2619	40	
Instab.:1=	137,4	$\beta^*1=$	96,2	-3425	11	1	c1=1	$\epsilon=0,92$	lmd= 77	Rpf= 71	Rft= 0	Wmax/rel/lim=30,5	0,8	5,5	mm			

Si procede a verifica.



Classe del profilo

Diametro esterno nominale	D	38,00	[mm]
Spessore nominale	T	3,00	[mm]
Diametro interno nominale	d	35,00	[mm]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE		
Valore di snervamento dell'acciaio	f _y	235 [MPa]
Coefficiente ϵ	e	1,00 [-]
Classificazione		
Diametro	d	38,00 [mm]
Spessore	t	3,00 [mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	12,67 [-]
Classificazione della sezione	CLASSE 1	

Materiale costituente la colonna			
Resistenza a snervamento	f_y	235	[MPa]
Resistenza a rottura	f_u	360	[MPa]
Modulo di elasticità normale	E	210000	[MPa]
Coefficiente di sicurezza	γ_M	1,1	[-]

Geometria della colonna e sollecitazioni			
Altezza della colonna	H	1374	[mm]
Coefficienti di lunghezza libera d'inflessione	β_y	0,7	[-]
	β_z	0,7	[-]
Coefficienti di imperfezione	α_y	0,21	[-]
	α_z	0,21	[-]

Momenti sollecitanti	$M_{1,y}$	-0,15	[kNm]
	$\psi M_{1,y}$	-0,02	[kNm]
	$M_{1,z}$	0,0001	[kNm]
	$\psi M_{1,z}$	-0,01	[kNm]
Forza Normale sollecitante in valore assoluto	N_{Ed}	34,25	[kN]

Resistenza a trazione	$N_{t,Rd}$	70,29	[kN]
------------------------------	------------	-------	------

Resistenza a compressione	$N_{by,Rd}$	54,89	[kN]
	$N_{bz,Rd}$	54,89	[kN]

Lunghezze libere d'inflessione	L_{0y}	961,8	[mm]
	L_{0z}	961,8	[mm]
Snellezze della colonna	λ_y	77,50	[-]
	λ_z	77,50	[-]
Normali critiche Euleriane	$N_{cr,y}$	113524	[N]
	$N_{cr,z}$	113524	[N]
Snellezze relative	λ'_y	0,83	[-]
	λ'_z	0,83	[-]
Coefficienti di instabilità	ϕ_y	0,91	[-]
	ϕ_z	0,91	[-]
	χ_y	0,78	[-]
	χ_z	0,78	[-]

Resistenza a flessione	$M_{pl,y,Rd}$	0,79	[kNm]
	$M_{pl,z,Rd}$	0,79	[kNm]

Resistenza a pressoflessione - UNI EN 1993 - 1 - 1:2004			
Coefficienti ψ	ψ_y	0,133	[-]
	ψ_z	-100,000	[-]
Coefficienti di momento equivalente	β_y	1,707	[-]
	β_z	71,800	[-]
	μ_y	-0,108	[-]
	μ_z	115,581	[-]
	k_y	1,06	[-]
	k_z	0,49	[-]

Resistenza a pressoflessione - UNI EN 1993 - 1 - 1:2006

Coefficienti ψ	ψ_y	0,133 [-]
	ψ_z	-100,000 [-]
Coefficienti di momento equivalente	C_{my}	0,653 [-]
	C_{mz}	-39,400 [-]
	k_{yy}	0,908 [-]
	k_{yz}	0,397 [-]
	k_{zy}	0,545 [-]
	k_{zz}	0,662 [-]

Condizione Unica

N_{Ed}	M_{yEd}	M_{zEd}	
34,25	0,15	0,01	
$N_{Rd,min}$	M_{yRd}	M_{zRd}	
54,89	0,79	0,79	Verifica
0,624	0,202	0,006	0,833

Condizione 1

N_{Ed}	M_{yEd}	M_{zEd}
34,25	0,15	0,01
N_{yRd}	M_{yRd}	M_{zRd}
54,89	0,79	0,79
0,624	0,173	0,005

Condizione 2

N_{Ed}	M_{yEd}	M_{zEd}
34,25	0,15	0,01
N_{zRd}	M_{yRd}	M_{zRd}
54,89	0,79	0,79
0,624	0,104	0,008

Il profilo risulta verificato.

5.13.3 Verifica delle piastre di unione della trave reticolare al montante raddoppiato

Si allega la tabella relativa alla porzione di corrente al quale vengono saldate le piastre.

STAMPA PROGETTO S.L.U. - ACCIAIO																			
VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D																			
DATI DI	Fili	Quota	Tra	Cmb	N Sd	MxSd	MySd	VxSd	VySd	T Sd	N Rd	MxV.Rd	MyV.Rd	VxplRd	VyplRd	T Rd	fy rid	Rap	
ASTA	N.ro	(m)	tto	N.r	(kg)	(kg*m)	(kg*m)	(kg)	(kg)	(kg*m)	kg	kg*m	kg*m	Kg	Kg	kg*m	kg/cmg	%	
Sez.N.	984	388	5,14	21	541	-78	0	-12	501	-8	19281	510	367	4281	6850	328	2619	15	
TR80x50x3m	qn=	-6	23	1354	-175	-8	-5	-2777	-3	19281	510	367	4281	6850	328	2619	17		
Asta:1697	795	5,14	65	1237	-381	-9	-7	-3084	-3	19281	510	367	4281	6850	328	2619	62		
Instab.:1=	13,8	$\beta^*1=$	9,7	0	0	0	0	$c1=1$	$\epsilon=0,92$	$lmd=$	0	$Rpf=$	0	$Rft=$	0	$Wmax/rel/lim=28,3$	0,0	0,6	mm

Il taglio massimo che una coppia di piastre deve sopportare è pari a 3084 kg. Pertanto per la singola piastra

$$V = 3084/2 = 1542 \text{ kg.}$$

Sezione della piastra: 80x6 mm

$$V_{RD} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{4,8 \cdot 2350}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 6202 \text{ kg}$$

Verifica della saldatura:

Caratteristiche dell'acciaio:

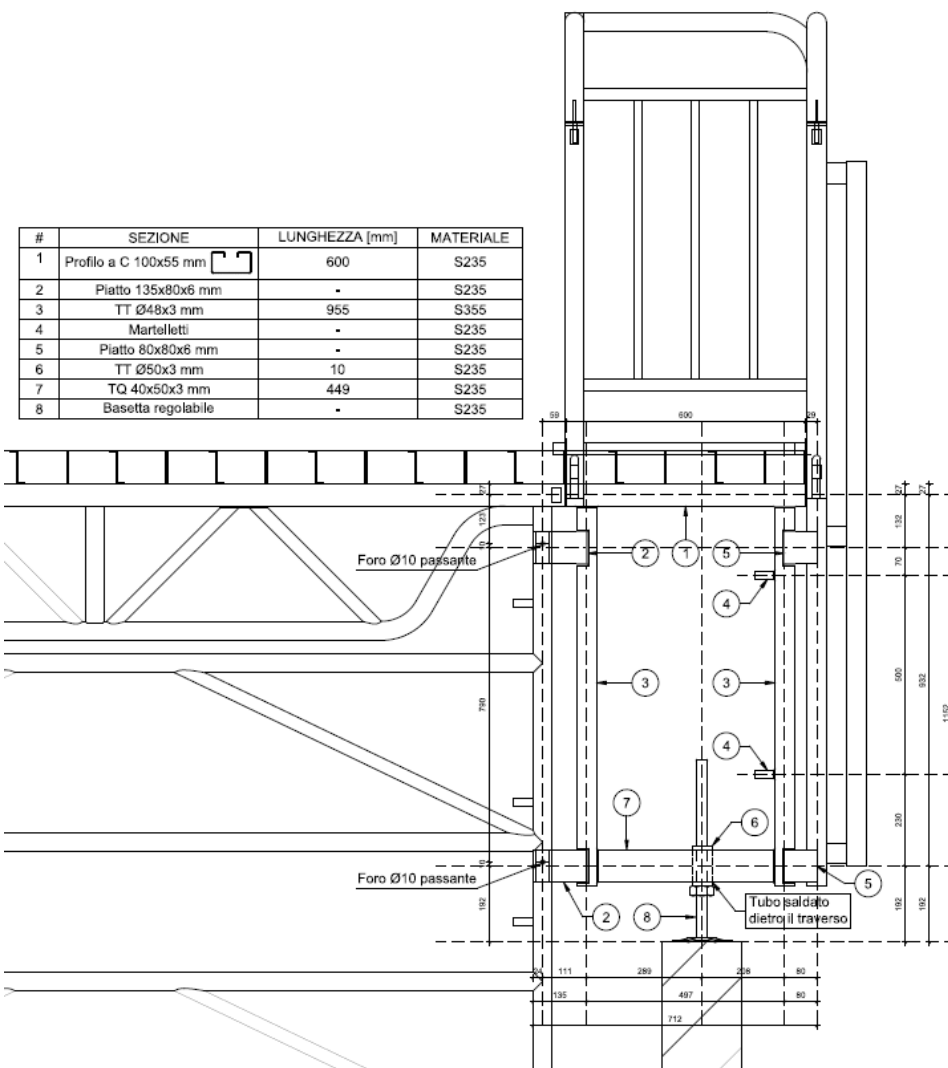
Tipo: S235
 $f_{yk}' = f_{yk} * \beta = 1997 \text{ kg/cm}^2$

Tensione τ_y

$$\tau_y = \frac{V_y}{A_{sald,vert}} = 572,3 \text{ kg/cm}^2 < f_{yk}$$

La saldatura risulta verificata.

5.14 Verifica dell'elemento per l'allargamento delle vie di esodo (elemento di nuovo inserimento)



Si procede alla verifica dell'elemento di supporto e della basetta regolabile.

Carichi:

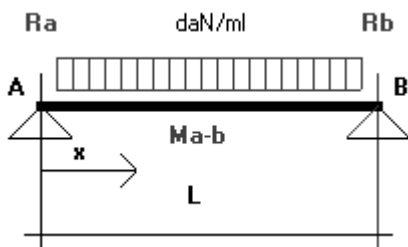
Carico variabile – tribuna a posti fissi cat. C2	400 kg/m ²
Peso proprio dei seggiolini	10 kg/m ²
Peso proprio dei parapetti	20 kg/m
Peso proprio dei taglieri	36 kg/m ²
Peso della struttura	50 kg/m ²

$$p_{SLU} = \sum p_i \cdot \psi_i + q_j \cdot \psi_j = 1,5 \cdot (400 + 10 + 20 + 36 + 50) = 774 \text{ kg/m}^2$$

Interasse tra due stilate successive: $i = 2,25 \text{ m}$

$$p'_{SLU} = p_{SLU} \cdot i = 774 \cdot 2,25 = 1742 \text{ kg/m}$$

Si procede al calcolo del carico trasmesso dal piano di calpestio ai montanti laterali:



$$R_A = R_B = \frac{p'_{SLU} \cdot L}{2} = \frac{1742 \cdot 0,5}{2} = 436 \text{ kg}$$

Si procede alla verifica del traverso inferiore e della basetta di appoggio.

$$N_{bas} = R_A + R_B = 872 \text{ kg}$$

$$M_{max,profilo} = R_A \cdot d_{max} = 436 \cdot 0,3 = 131 \text{ kgm}$$

$$M_{RD,min} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{16,18 \cdot 2350}{1,05} = 362,12 \text{ kgm}$$

$$V_{RD} = \frac{A_{vy} \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{4,80 \cdot 2350}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 6202 \text{ kgm}$$

Il profilo risulta verificato.

5.14.1 Verifica della basetta e delle saldature del controtubo

Caratteristiche della sezione resistente

Sezione lorda ϕ 40x6

Sezione filettata – netta : ϕ 36x4

$$A_{fil} = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$W_2 = W_3 = 2,90 \text{ cm}^3$$

La massima azione alla base dei montanti risulta pari a $N_{ED} = 872$ daN. Alla massima regolazione in altezza il massimo gioco angolare consentito dall'accoppiamento basetta - montante è:

- diametro interno montante $\phi_i = 42,5$ mm
- diametro esterno spinotto $\phi_b = 40,0$ mm
- lunghezza minima spinotto $l_b = 200$ mm
- angolo massimo accoppiamento spinotto - montante:

$$\theta_1 = \text{atctg} \frac{(\varphi_i - \varphi_b)}{l_b} = \text{atctg} \frac{(42,5 - 40)}{200} = 0,013^\circ$$

Valutato $\theta_2 = 0,01^\circ$ l'angolo massimo di inclinazione del montante con la verticale (corrispondente alle imperfezioni geometriche previste dalle istruzioni CNR 10027/85), la verifica della basetta viene condotta con la formula:

$$\frac{N_{ED} + \frac{N_{ED} \cdot (h_b + l_b) \cdot \text{tg}(\theta_1 + \theta_2)}{W_b}}{A_{fil} \cdot (f_{yk} / \gamma_{M1})} < 1,00$$

dove:

$N = 872$ daN (carico massimo assiale)

$h_b = 600$ mm (altezza massima della basetta)

Si procede alla verifica:

$$\frac{872 + \frac{872 \cdot 80 \cdot \text{tg}(0,013 + 0,01)}{2,90}}{4,02 \cdot (2350 / 1,1)} = 0,106 < 1,00$$

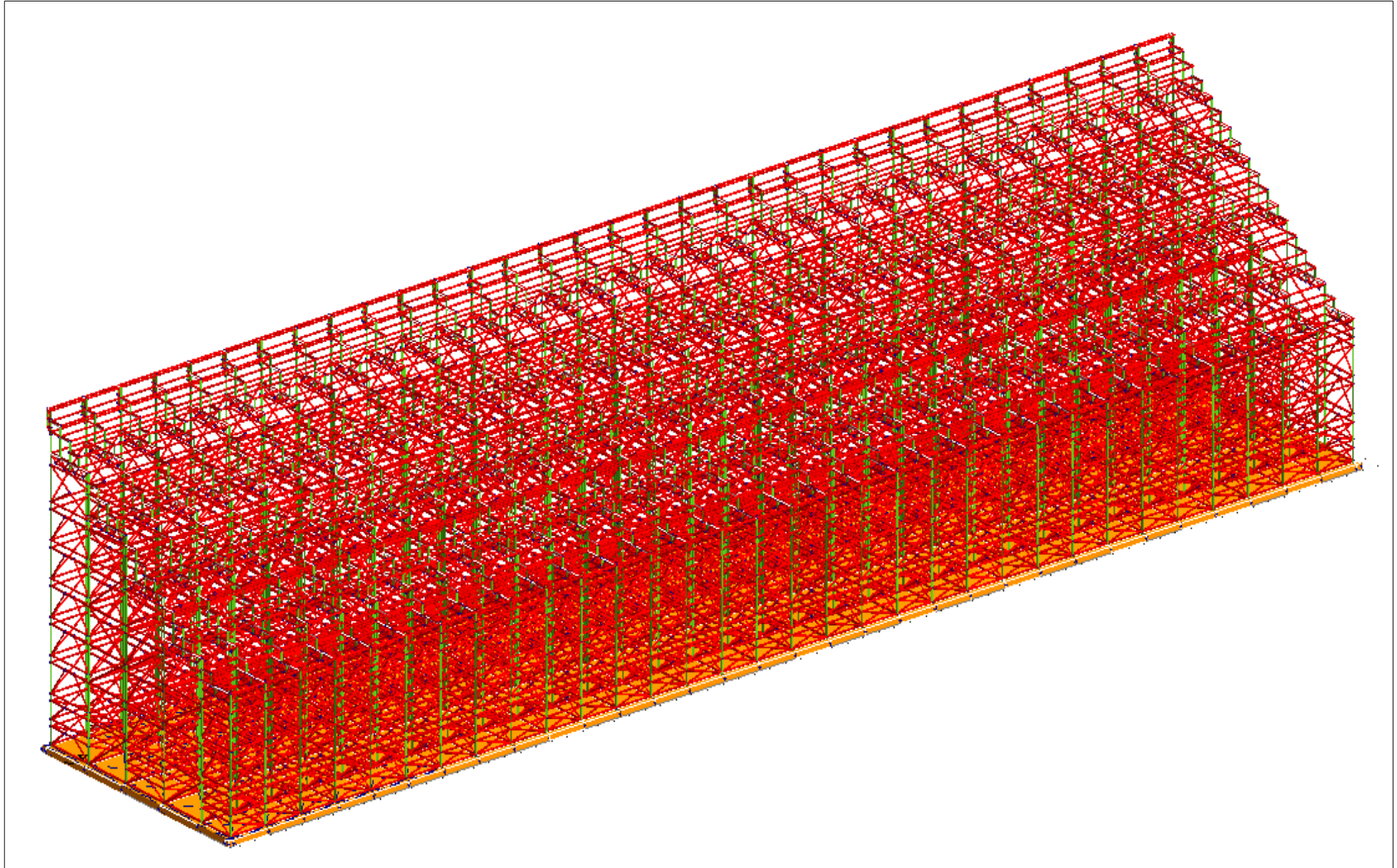
Le basette regolabili risultano verificate.

6 ALLEGATI

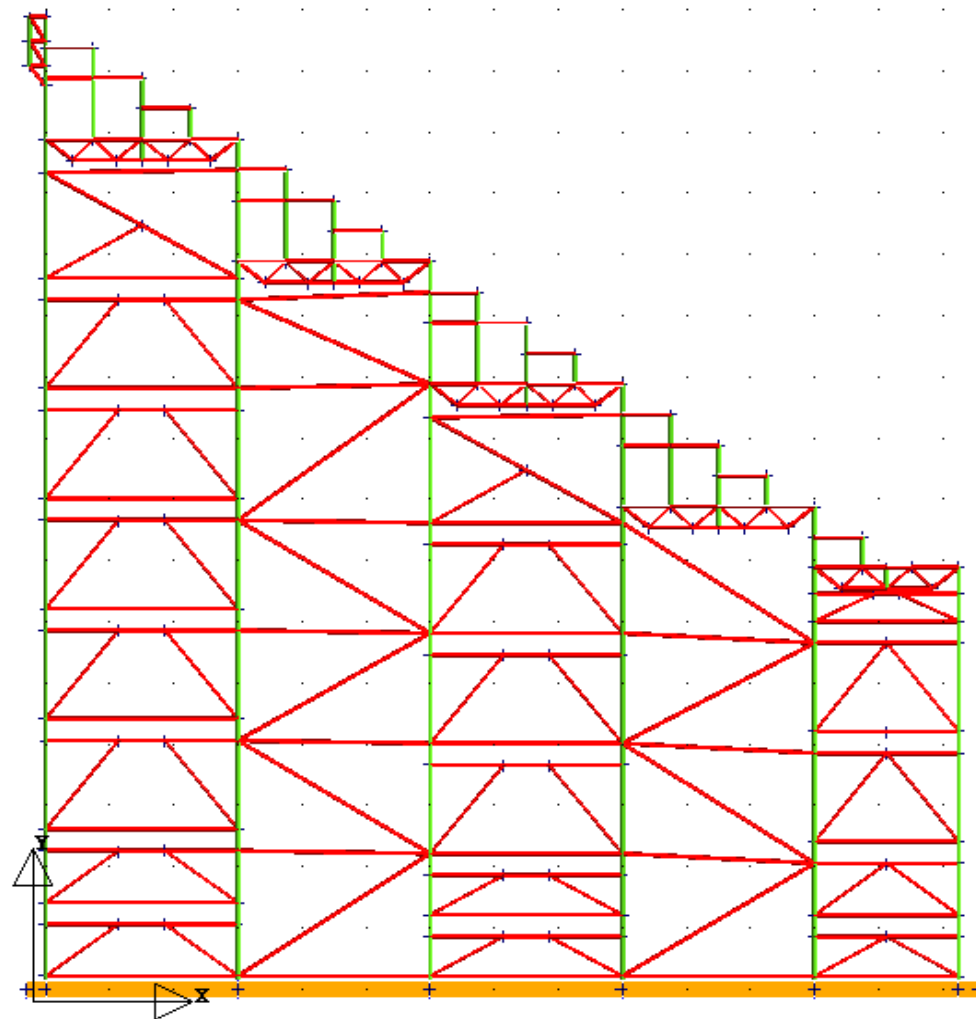
6.1 Allegato 1 : tabulati di geometrizzazione platea – tribuna (stralcio input dati)

6.2 Allegato 2 : tabulati output dati platea – tribuna stralcio

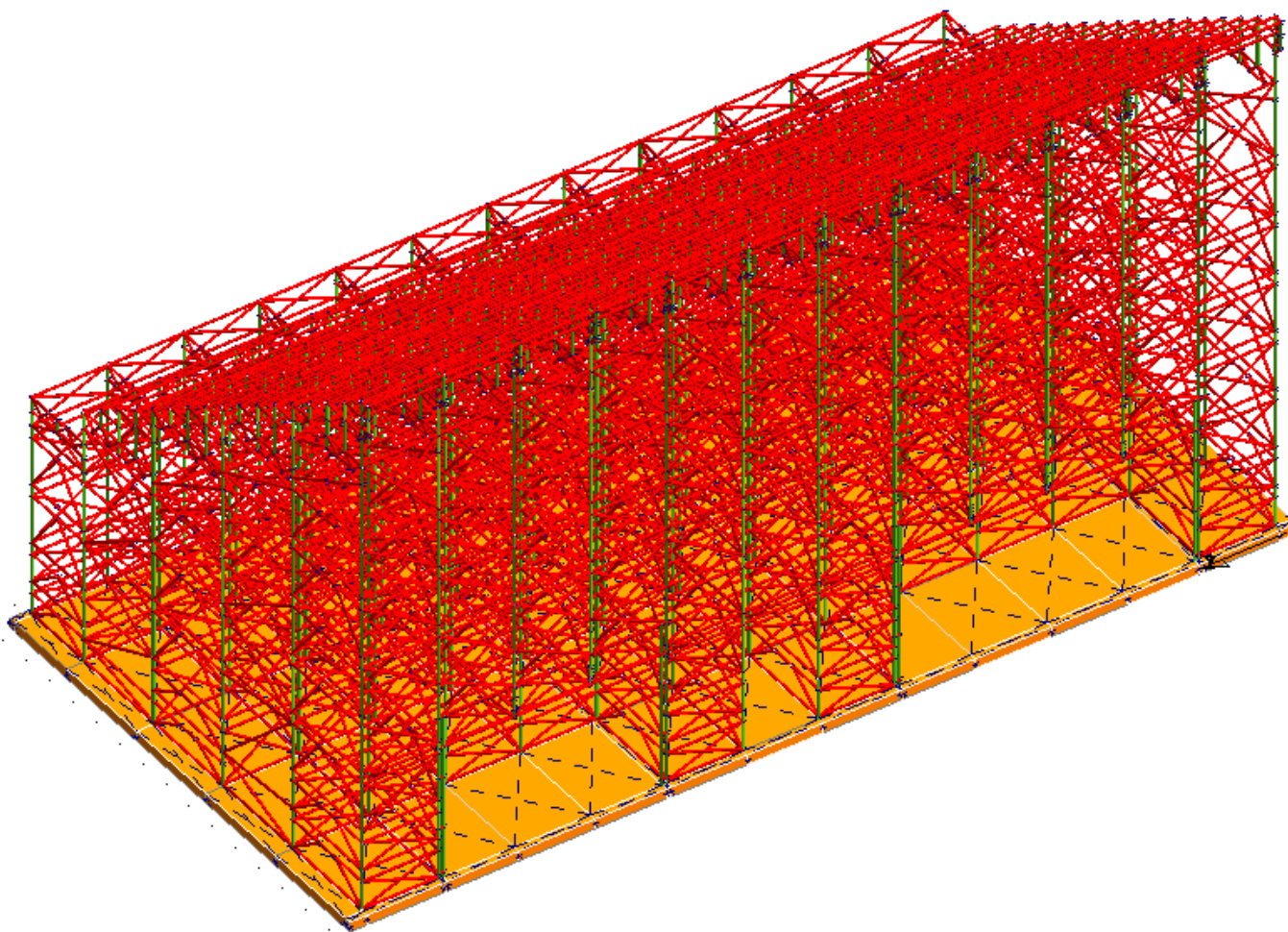
Il progettista



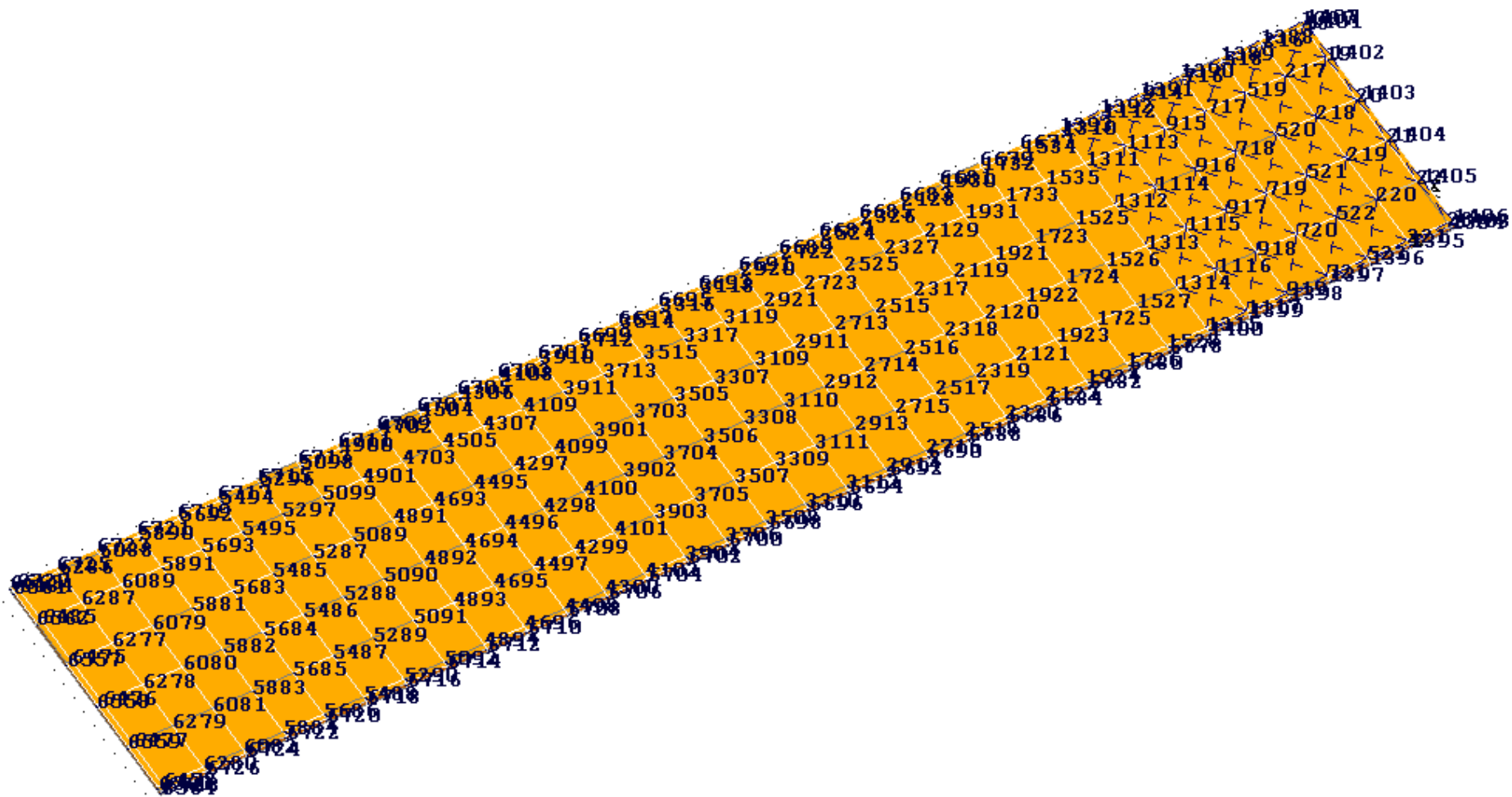
Schemi strutturali – Vista d'insieme della platea e della tribuna SUD



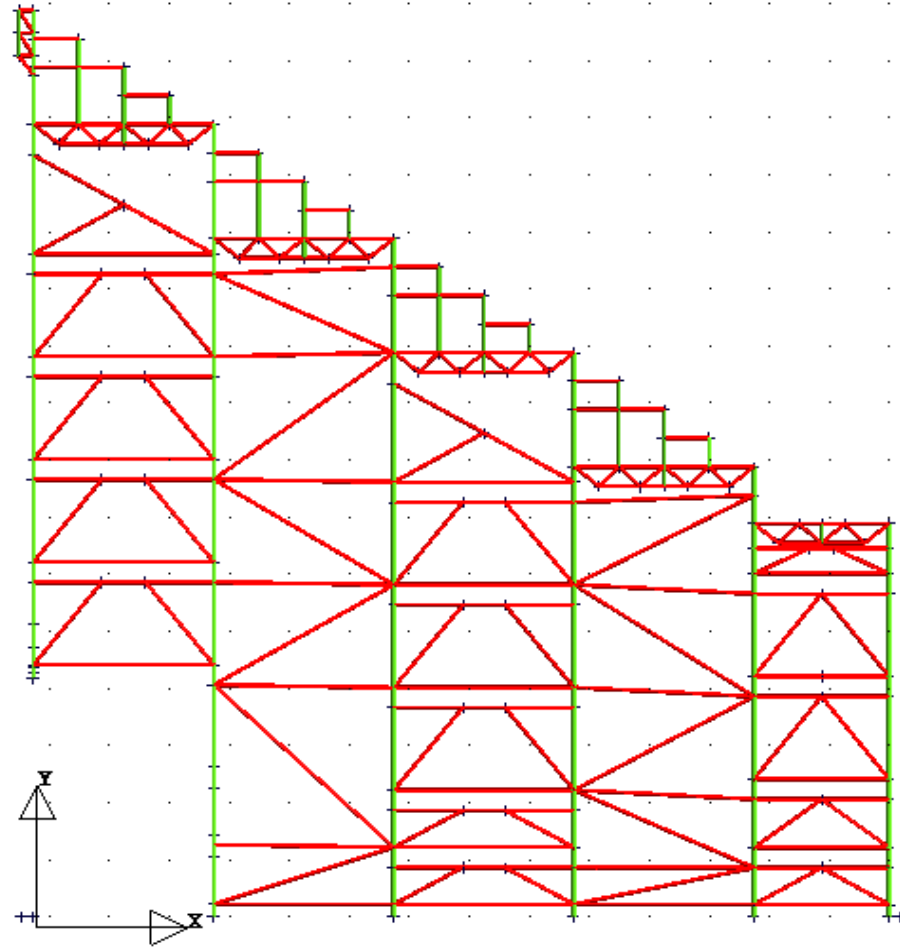
Schemi strutturali – stadio Crotona– Sezione



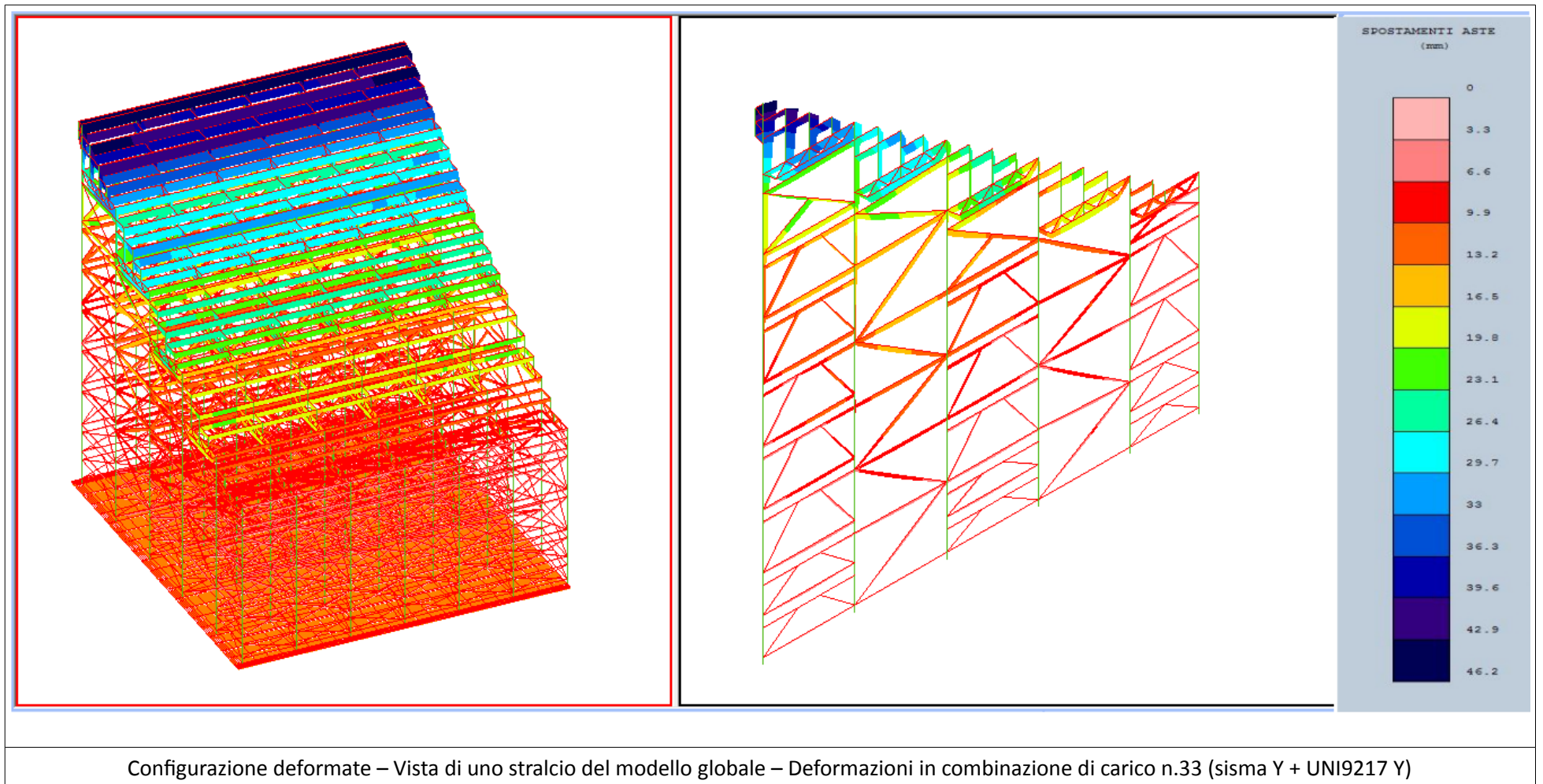
Schemi strutturali – TRONCO CENTRALE con evidenziato le travi reticolari da tre e da quattro campate

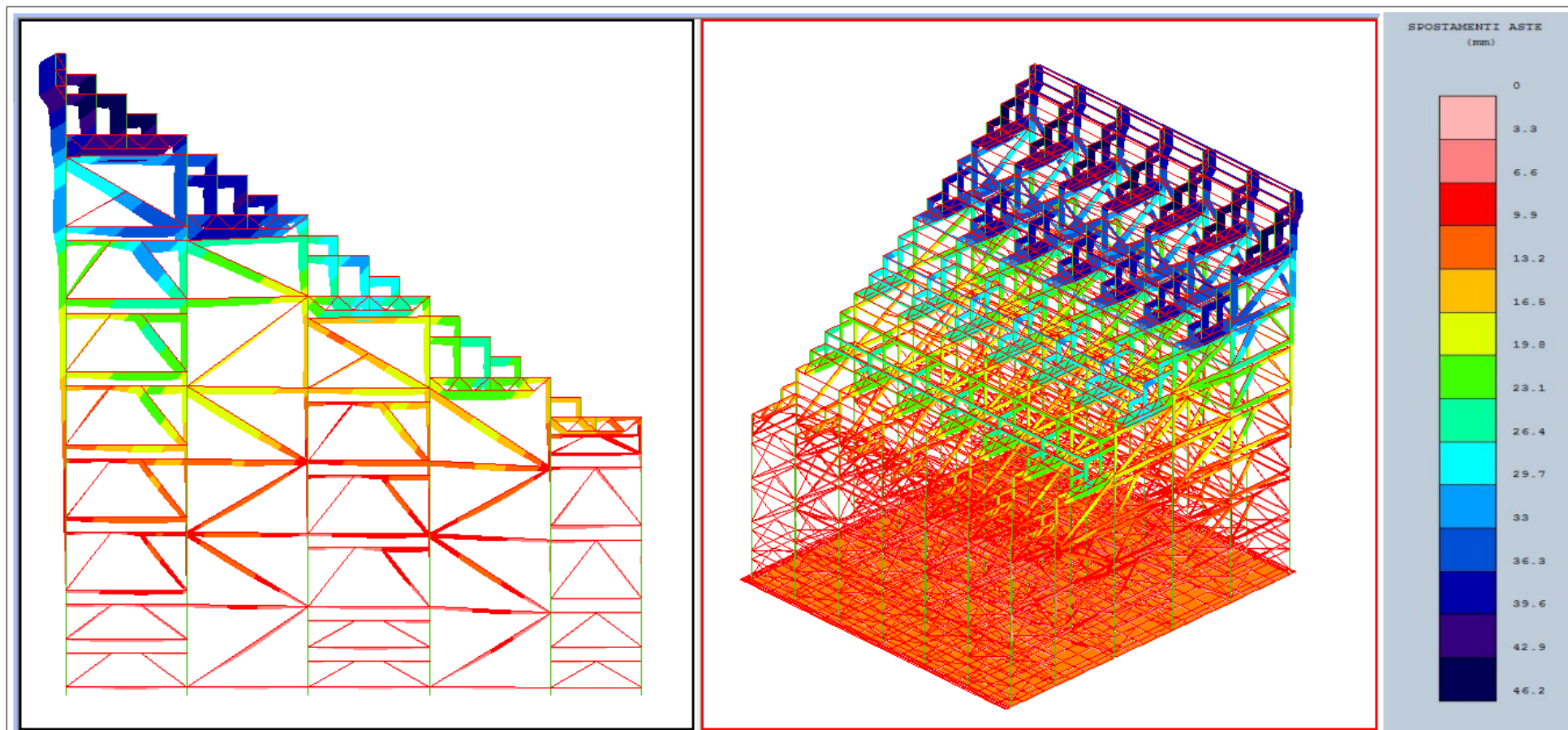


Schemi strutturali – modellazione della platea

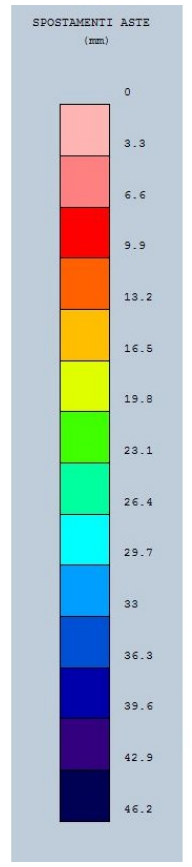
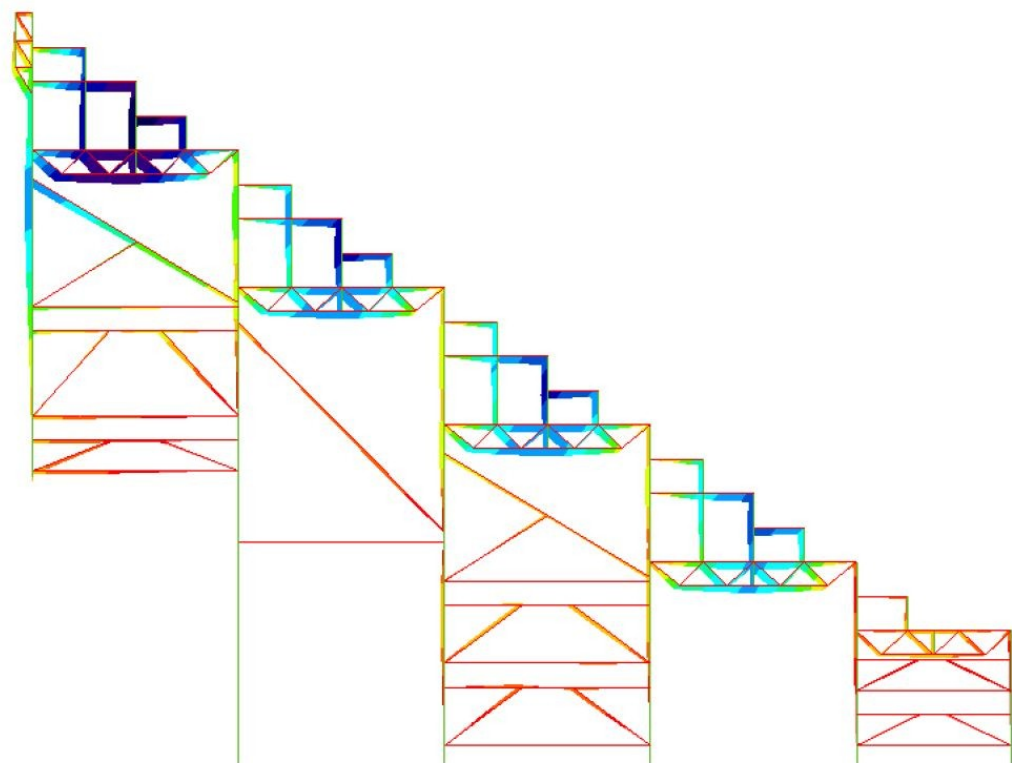


Schemi strutturali – modellazione della stilata in corrispondenza della trave reticolare

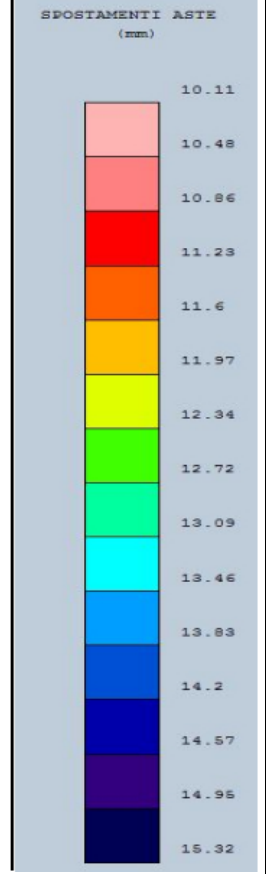
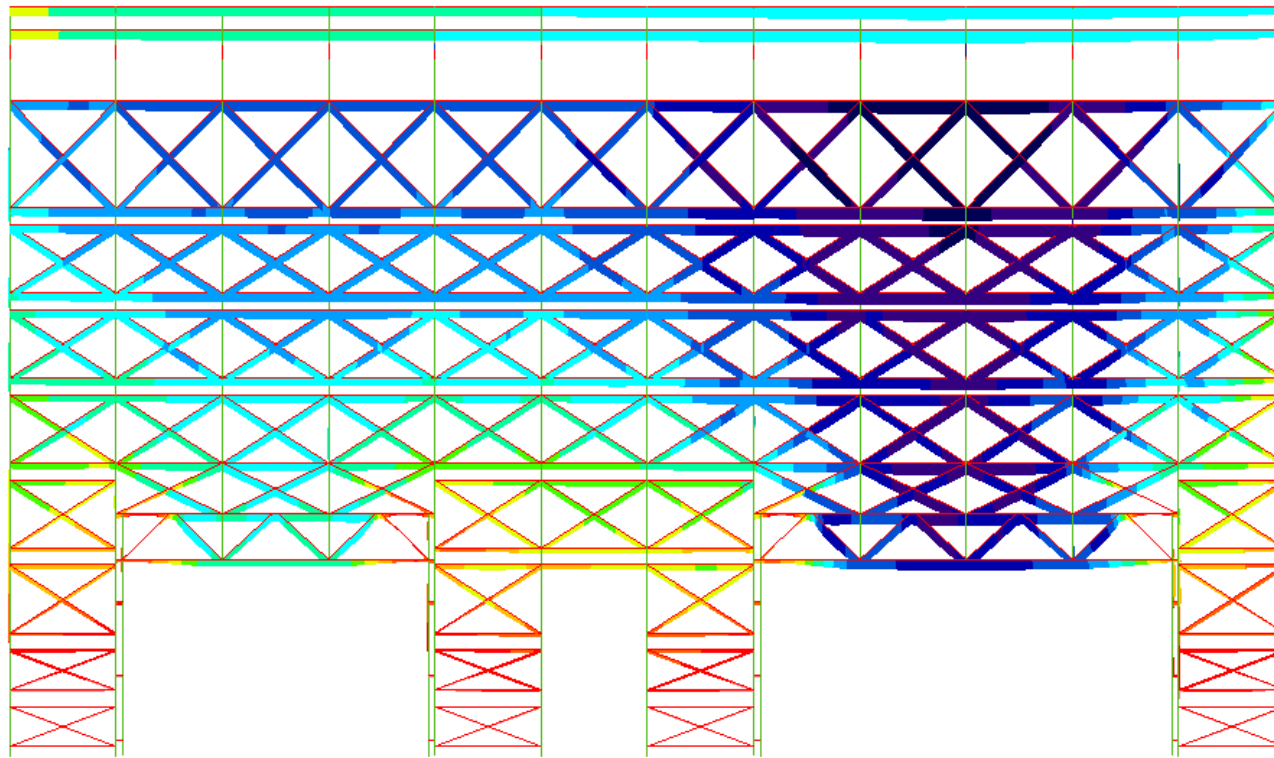




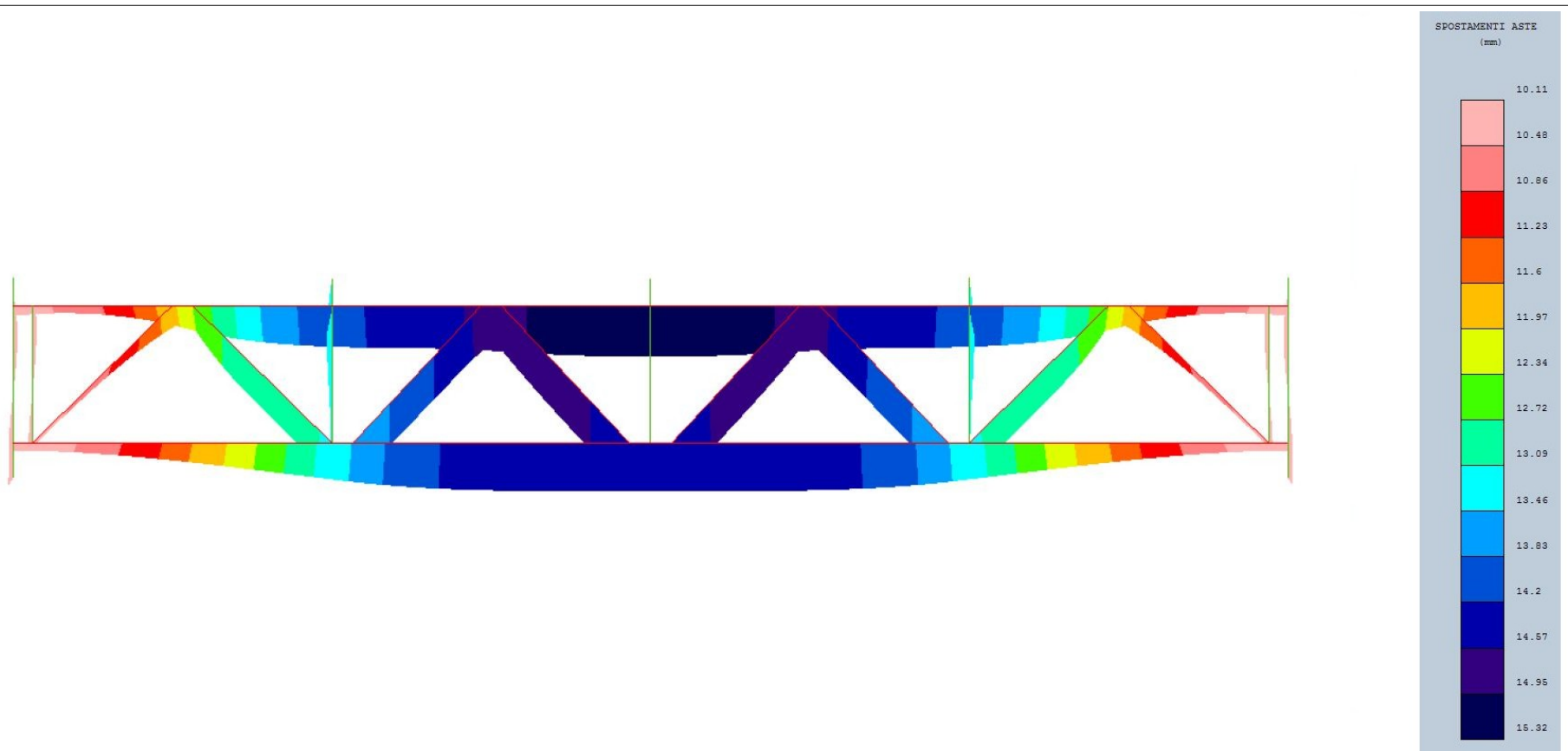
Configurazione deformato – Vista di uno stralcio del modello globale – Deformazioni in combinazione di carico n.33 (-sisma Y - UNI9217 Y)



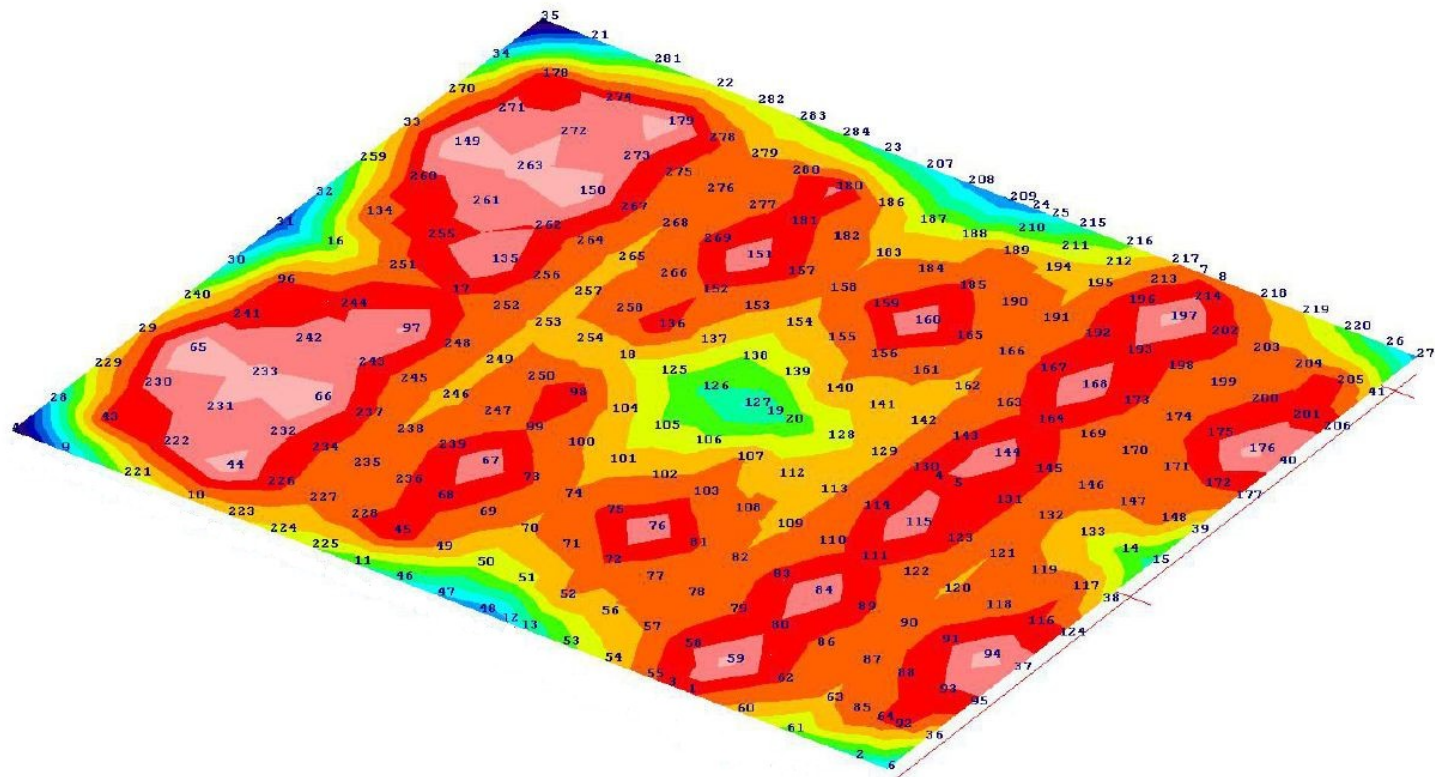
Configurazione deformate – Vista della stilata tipo – Deformazioni in combinazione di carico n.7 (vento Y + UNI9217 Y)



Configurazione deformate – Vista della campata posteriore con reticolare da 6,75 e 9 m – Deformazioni in combinazione di carico n.1 (tutti i carichi statici)



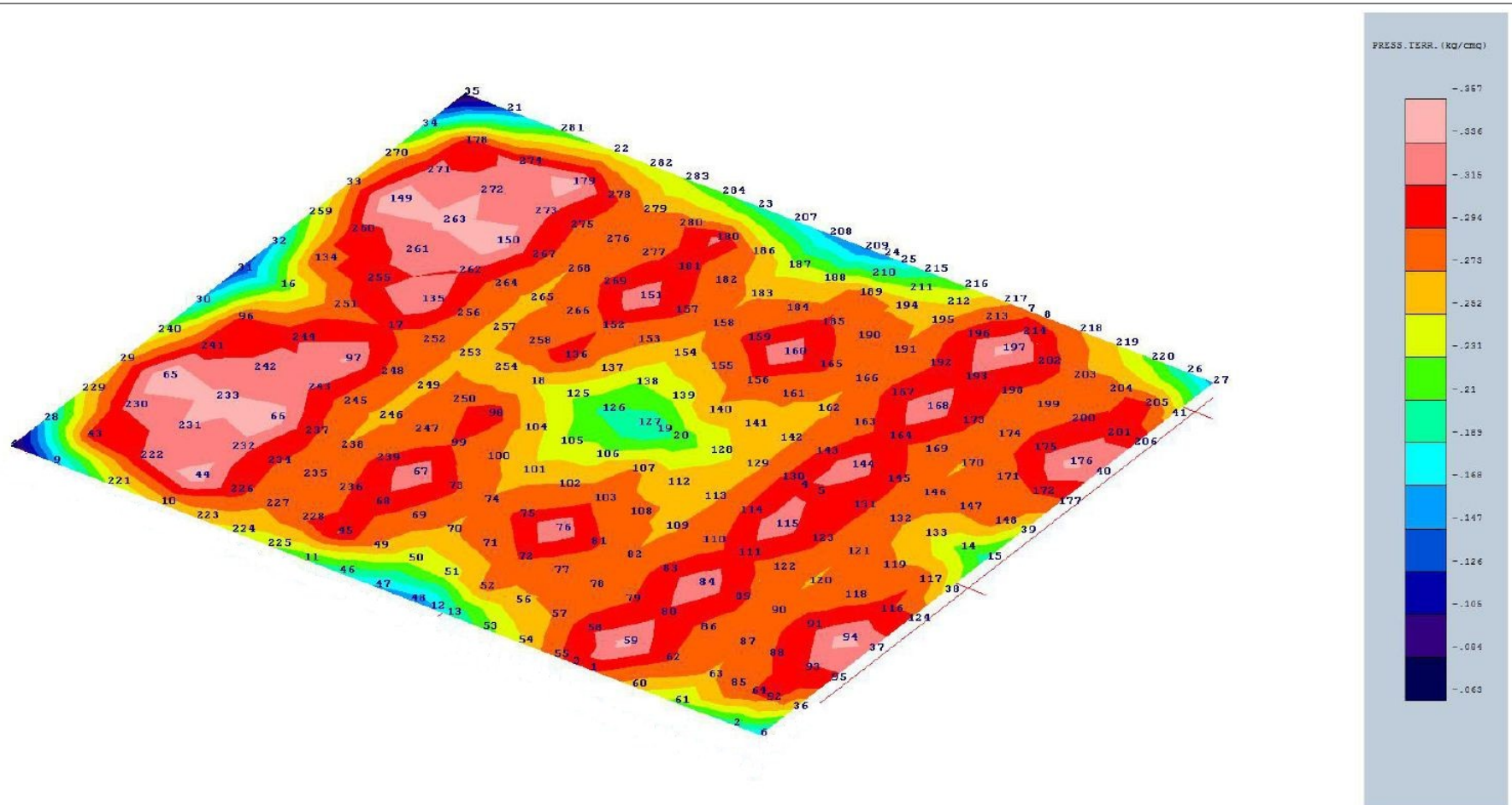
Configurazione deformate – dettaglio della reticolare da 9 m – Deformazioni in combinazione di carico n.1 (tutti i carichi statici)



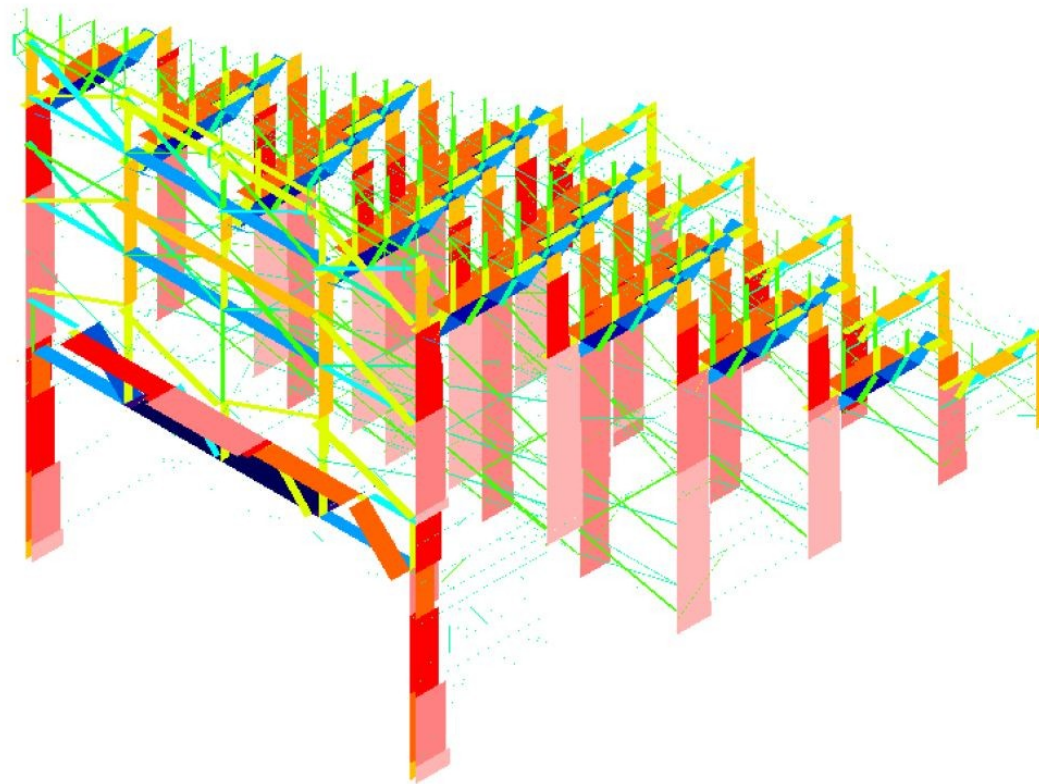
SPOSTAMENTI Z. (mm)



Configurazione deformate – Dettaglio della platea – Deformazione asse Z



Configurazione deformato – Dettaglio della platea – pressione sul terreno



SFORZO NORMALE (t)
(valore assoluto)

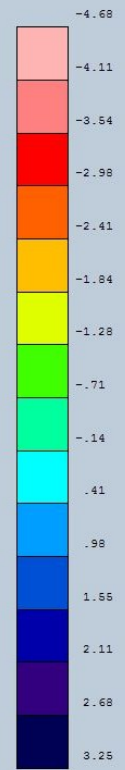


Diagramma di sollecitazione – Sforzo assiale N – Involuppo per uno stralcio della tribuna

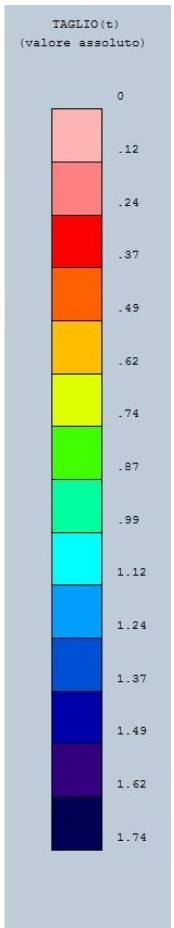
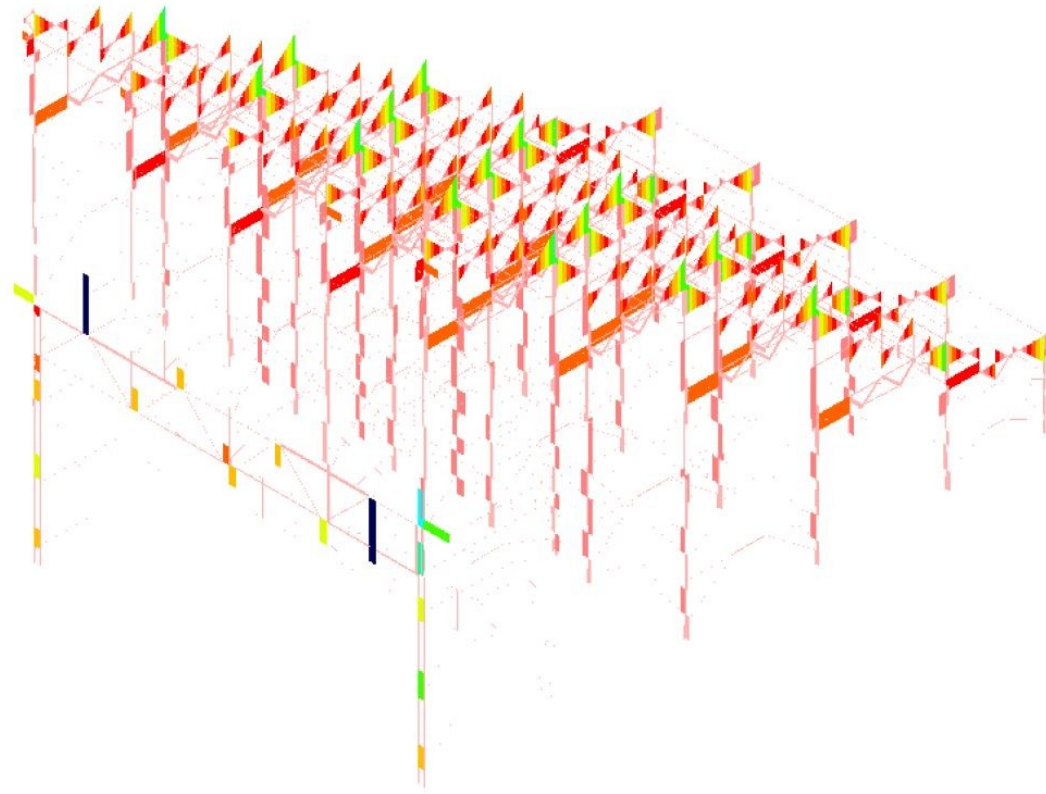
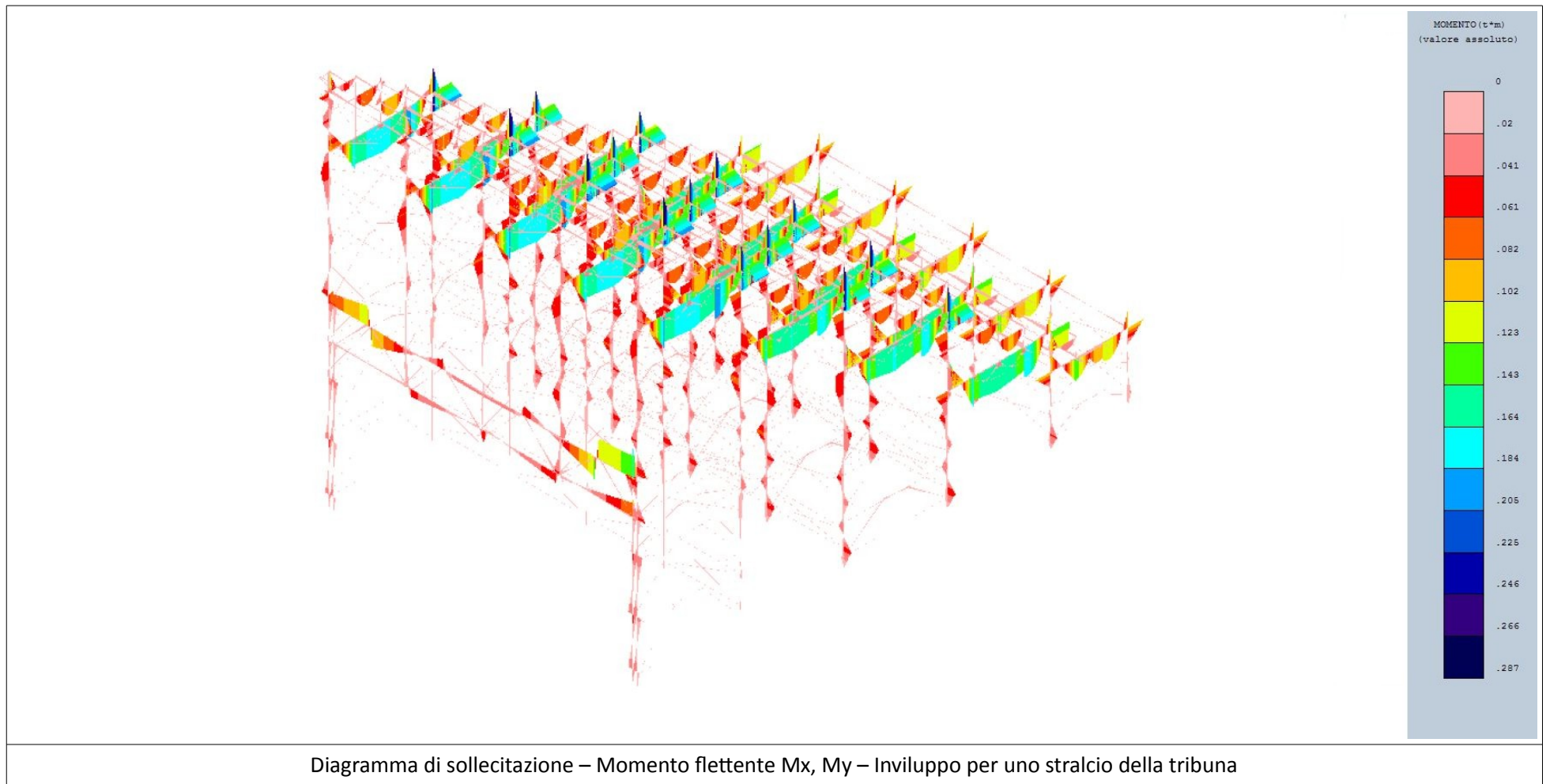



Diagramma di sollecitazione – Taglio V_x , V_y – Involuppo per uno stralcio della tribuna



1 DIAGRAMMA SPETTRI DI RISPOSTA

Vita nominale V_N	50 anni	Opere ordinarie
Classe	III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi
Periodo di rif. per l'azione sismica V_R	75 anni	

A seguito dello studio della Risposta Sismica Locale si procede alla determinazione dei coefficienti di amplificazione sismica come riportato nella relazione di analisi a cura del Dott. Geol. Francesco Palmieri. In riferimento a tale parametro, vengono ricavati gli spettri di progetto applicati alla struttura per la valutazione delle azioni sismiche sollecitanti di cui si riportano le immagini.

Nome: 

Latitudine:

Longitudine:



Coordinate ED50		Latitudine		39,079784		
		Longitudine		17,117005		
Classe d'uso	III	Periodo di riferimento per l'azione sismica V_R		75		
Coefficiente d'uso C_U	1,5					
Vita nominale V_N	50					
Stati limite		P_{VR}	T_R (anni)	a_g (g)	F_o	Tc^* (s)
Operatività	SLO	81%	45	0,052	2,361	0,304
Danno	SLD	63%	75	0,067	2,388	0,324
Salvaguardia vita	SLV	10%	712	0,184	2,426	0,375
Collasso	SLC	5%	1462	0,241	2,474	0,386

TABELLA 2: Forme spettrali secondo il D.M. 14.01.2008;

Categoria del sottosuolo come indicato nella Relazione Geologica : C

- C – Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < C_u < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Caratteristiche della superficie topografica: superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media inferiore a 15°.

Categoria di sottosuolo in riferimento al piano campagna					C
Condizioni topografiche					T1
Parametri indipendenti	SLO	SLD	SLV	SLC	
a_g (g)	0,052	0,067	0,184	0,241	
F_o	2,361	2,388	2,426	2,474	
Tc^* (s)	0,304	0,324	0,375	0,386	
Amplificazione stratigrafica S_S	1,50	1,50	1,43	1,34	
Amplificazione topografica S_T	1,00	1,00	1,00	1,00	
Coefficiente funzione categoria C_C	1,55	1,52	1,45	1,44	

TABELLA 6: Categoria di sottosuolo, Condizioni topografiche e Parametri indipendenti;

In riferimento ai parametri di amplificazione sismica locale vengono costruiti gli spettri di risposta. Il fattore di struttura adottato è $q = 1$ e pertanto il comportamento della struttura rimane in campo elastico.

Dallo studio di pericolosità sismica locale redatto a cura del DOtt. Geol. Francesco Palmieri si riportano alcuni stralci della relazione tecnica e si ricava quanto segue.

MODELLO SISMICO DI RIFERIMENTO (MSR)			
$V_{s,30}$ riferita al piano campagna (m/s) MASW STADIO KR01	302 m/s		
$V_{s,30}$ riferita al piano campagna (m/s) MASW STADIO KR02	337 m/s		
$V_{s,30}$ riferita al piano campagna (m/s) MASW STADIO KR03	334 m/s		
$V_{s,30}$ riferita al piano campagna (m/s) MASW STADIO KR04	332 m/s		
Profondità Bedrock sismico (da HVSR STADIO KR01 ($V_s > 800$ m/s)	49 m circa	V_s	813 m/s
Categoria di sottosuolo	C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < C_u < 250$ kPa nei terreni a grana fina);	
Condizioni topografiche	T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	

TABELLA 22: Modello Sismico di Riferimento (MSR);

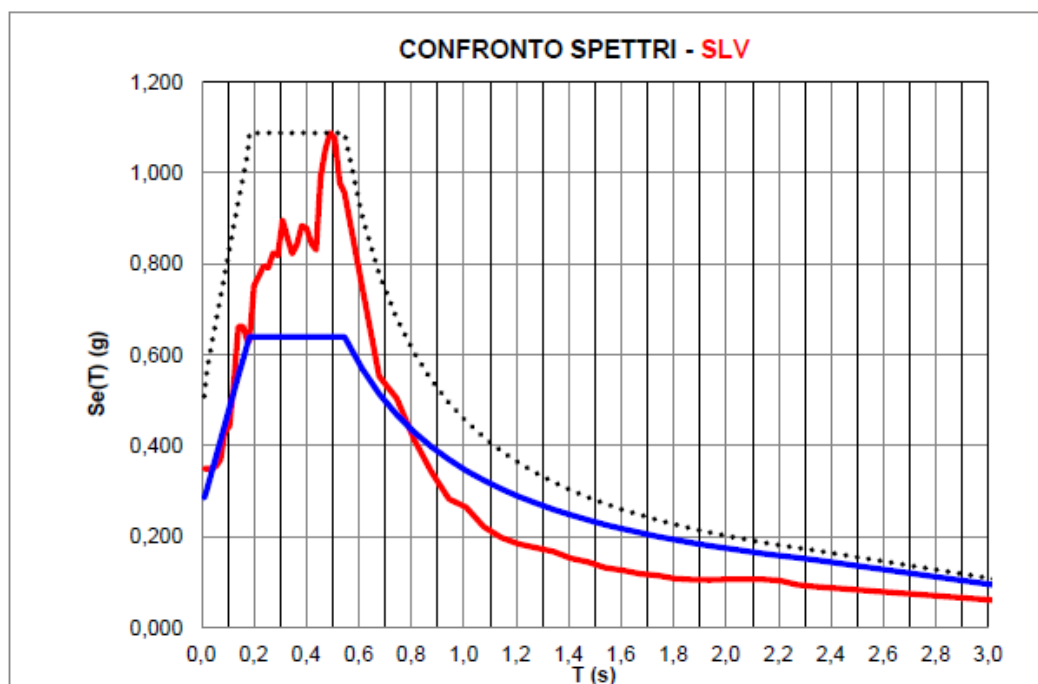


GRAFICO 23: confronto tra lo spettro di risposta elastica in accelerazione orizzontale da D.M. 14.01.2008 (tratto blu del grafico) e lo spettro medio naturale di risposta elastica in accelerazione orizzontale (tratto rosso del grafico) ottenuto dall'analisi monodimensionale della Risposta Sismica Locale. In nero puntinato l'ipotesi di normalizzazione;

Coefficiente di amplificazione: $S_{RSL} = 1,692$

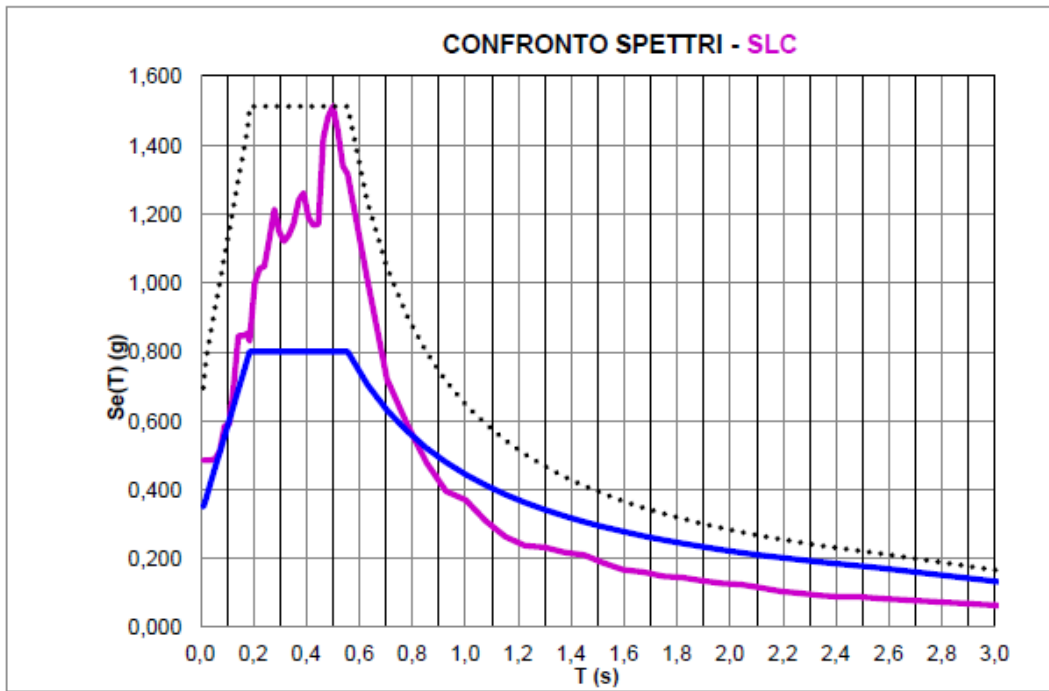


GRAFICO 24: confronto tra lo spettro di risposta elastica in accelerazione orizzontale da D.M. 14.01.2008 (tratto blu del grafico) e lo spettro medio naturale di risposta elastica in accelerazione orizzontale (tratto viola del grafico) ottenuto dall'analisi monodimensionale della Risposta Sismica Locale. In nero puntinato l'ipotesi di normalizzazione;

Coefficiente di amplificazione: $S_{RSL} = 1,875$