

CITTA' DI
VENEZIA



commessa

Piano nazionale di ripresa e resilienza (PNRR)

Missione 5 - inclusione e coesione, componente 2 infrastrutture sociali, famiglie, comunità e terzo settore (M5C2). Misura 3, investimento 3.1 " sport e inclusione sociale" - cluster 1.

Nuovo impianto polivalente indoor Mestre-Venezia - C.I. 15219



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU

Progetto di fattibilità tecnico economica

committente

Comune di Venezia
Area Lavori Pubblici , Mobilità e Trasporti
Servizio Edilizia comunale Terraferma
viale Ancona, 63
30170 Mestre - Venezia

Il R.U.P.
ing. Francesco Dittadi
Il Dirigente
dott. Aldo Menegazzi
Il Direttore
ing. Simone Agrondi



coordinamento generale
progetto architettonico

Sari Coletti architetti
sede legale
piazza Garibaldi 14
31100, Treviso
P.I. 03624060269
studio@saricoletti.it
marco.sari@archiworldpec.it

progettisti
ing. arch. Marco Sari
arch. Marco Coletti
responsabile di commessa
e giovane professionista
arch. Manuele Bettiol

collaboratori
arch. Andrea Marcon
arch. Alessandro Martin
geom. Alex Santamaria



progetto strutture

Boaretto e Associati s.r.l.
sede legale
via Ospedale n. 9
30174 Venezia Mestre
info@boarettoeassociati.it

progettista
ing. Luca Boaretto
responsabile di commessa
ing. Mattia Ongarato

collaboratori
ing. Stefania Boaretto
arch. Francesco Sambo
ing. Mattia Tessari



progetto impianti

EVO engineering s.r.l.
sede legale
corte San Francesco, 4
31053 Pieve di Soligo (TV)
info@evoeng.it

progettisti
per. ind. Mirco Bovo
ing. Massimo Nadal
per. ind. Giovanni Negroni

commessa		ambito		codice elaborato		data emissione	
SCA_101		Progetto di fattibilità tecnico economica		SCA_101-F.S.P.R.03-R00		12-2022	
gruppo elaborati				numero elaborato		revisione	
STRUTTURE				F.S.P.R.03		R00	
titolo elaborato							
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE							
CORPO B - PALESTRA							
rev	data	motivo dell'emissione		eseguito	controllato	approvato	
00	12-2022	EMISSIONE		S.Boaretto	M.Ongarato	L.Boaretto	

La proprietà del presente elaborato è tutelata a termini di legge. È vietata qualsiasi forma di riproduzione o di copia non autorizzata.

1 INDICE

1	INDICE	1
2	PREMESSA	3
3	VERIFICHE PER AZIONI STATICHE	4
3.1	LAMIERA GRECATA	4
3.1.1	Verifiche di resistenza e deformabilità.....	4
3.2	ARCARECCI DI COPERTURA	4
3.2.1	Verifiche di resistenza	4
3.2.1	Verifiche di deformabilità.....	5
3.3	PORTALI	6
3.3.1	Elementi in carpenteria metallica	6
3.3.1.1	Verifiche di resistenza SLU	6
3.3.1.1	Verifiche di deformabilità SLE	7
3.3.2	Elementi in c.a.	7
3.3.2.1	Verifiche di resistenza SLU – Trave gradonate	7
3.3.2.1	Verifiche di resistenza SLU – Pilastro	10
3.3.2.2	Verifiche di resistenza SLU – Trave di fondazione	10
3.3.2.1	Verifiche di resistenza SLU – Soletta di fondazione in c.a.	11
3.3.3	Verifica di stabilità correnti compressi.....	12
3.4	FALSE COLONNE	12
3.5	PALI DI FONDAZIONE.....	13
4	VERIFICHE PER AZIONI SISMICHE	17
4.1	DIREZIONE TRASVERSALE: PORTALI	18
4.1.1	Elementi in carpenteria metallica	18
4.1.1.1	Verifiche di resistenza SLV	18
4.1.2	Elementi in c.a.	18
4.1.2.1	Verifiche di resistenza SLV – Trave gradonate	18
4.1.2.2	Verifiche di resistenza SLV – Pilastro	19
4.1.2.3	Verifiche di resistenza SLV – Trave di fondazione	19
4.1.2.4	Verifiche di resistenza SLV – Soletta di fondazione in c.a.	19
4.2	DIREZIONE LONGITUDINALE: SETTI IN C.A. CON CONTROVENTI A “V”	20
4.2.1	Controventi a v	20
4.2.1.1	Verifiche di resistenza SLV	21
4.2.1.2	Verifica di stabilità.....	22
4.2.2	Setti in c.a.	22
4.2.2.1	Verifiche di resistenza SLV	22

4.3	PALI	25
5	VERIFICHE DI RESISTENZA AL FUOCO	26

2 PREMESSA

Sono esposte nel seguito le calcolazioni relative alle strutture portanti ricomprese nell'intervento di realizzazione del **Corpo B – palestra del nuovo impianto polivalente indoor di Mestre – Venezia (C.I. 15219)**.

La relazione riporta i carichi permanenti ed accidentali di verifica, descrive le ipotesi di calcolo assunte nelle operazioni di progetto e dimostra le calcolazioni condotte.

Le verifiche vengono descritte attraverso la rappresentazione degli schemi statici di calcolo e la verifica delle sezioni caratteristiche delle strutture. I disegni di tali strutture sono presentati nelle allegate tavole grafiche.

Il presente documento è da leggersi accompagnato alla **“Relazione specialistica sulle strutture”, la quale ne costituisce fondamentale premessa** ai fini della contestualizzazione e della comprensione.

3 VERIFICHE PER AZIONI STATICHE

3.1 Lamiera grecata

Si riporta nel seguito la verifica della lamiera grecata tipo A55 P800 di spessore pari a 6/10mm, disposta su luce pari a circa 1.88m e a favore di sicurezza per campata singola.

3.1.1 VERIFICHE DI RESISTENZA E DEFORMABILITÀ

carico	g1	0.10 kN/mq		qSLE	2.1 kN/mq
	g2	0.80 kN/mq		qSLU	3.13 kN/mq
	q	1.20 kN/mq			

SAND A55 P800 Tabelle di portata (daN/m²) Load tables (daN/sqm) POSITIVE steel S250GD

Sp. Th.	Larghezza appoggio: 100 mm	Support width: 100 mm															
mm	CAMPATA SINGOLA	SINGLE SPAN															
L=m	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00	2,20	2,40	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00
q=daN/m²	1715	1150	800	585	445	350	280	210	160	125	95	80	60	50	50	50	50
0,50	1715	1150	800	585	445	350	280	210	160	125	95	80	60	50	50	50	50
0,60	2260	1450	1010	740	565	445	340	255	195	150	120	95	75	60	50	50	50
0,70	2760	1775	1230	905	690	545	400	300	225	175	140	110	90	75	60	50	50
0,80	3270	2100	1460	1075	820	635	460	340	260	200	160	125	105	85	70	55	50
1,00	4290	2760	1920	1410	1080	790	575	425	325	255	200	160	130	105	85	70	60
1,20	5200	3350	2330	1715	1310	930	670	500	380	295	235	185	150	125	100	85	70
1,50	6500	4185	2915	2145	1595	1115	805	600	460	355	280	225	180	150	120	100	85

Per una luce di 2m e uno spessore della lamiera di 6/10mm il carico massimo ammesso è pari a 3.40kN/mq, superiore a quello sollecitante SLU di 3.13 kN/mq. La verifica pertanto è soddisfatta.

3.2 Arcarecci di copertura

Gli arcarecci di copertura sono costituiti da travi in carpenteria metallica HEA140 e hanno luce pari a 4.43m e larghezza di influenza pari a 1.88m. Sono disposti in semplice appoggio tra due portali consecutivi in carpenteria metallica.

3.2.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

Si riportano nel seguito le verifiche di resistenza.

DATI DI PROGETTO					
carico	g1	0.26 kN/mq		qSLE	2.26 kN/mq
	g2	0.80 kN/mq		qSLU	3.338 kN/mq
	q	1.20 kN/mq			
luce di calcolo					
4430.00 mm					
Dati profilo					
NOME	HEA 140				
W=	155000 mm³				
J=	10330000 mm⁴				

CALCOLO RESISTENZA		
q _{SLU}	3.338	kN/mq
L INF.	1.9	m
Q	6.3422	kN/m
luce	4430.00	mm
E	210000	MPa
W	155000	mm ⁴
M	15.56	kNm
sigma flex	100.4	MPa
V=	14.0	kN
Tau	28.8	MPa

$\sigma = 100.4 \text{ MPa} < 338 \text{ MPa} = f_{yd}$

$\tau = 28.8 \text{ MPa}$

La verifica risulta soddisfatta.

3.2.1 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ

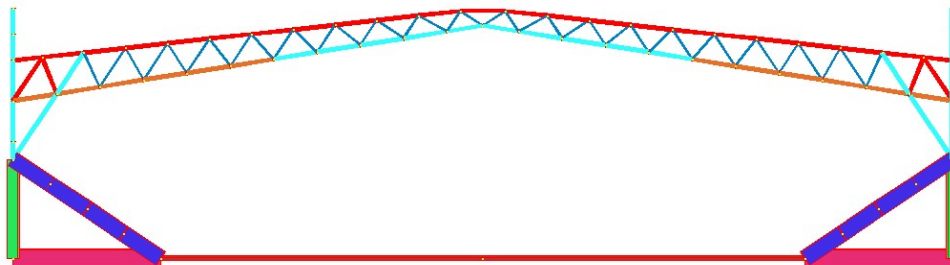
Si riportano nel seguito le verifiche di deformabilità.

CALCOLO FRECCIA		
q _{SLE}	2.26	kN/mq
q acc	1.20	kN/mq
L INF.	1.9	m
Q _{SLE}	4.294	kN/m
Q _{acc}	2.28	kN/m
luce	4430.00	mm
E	210000	MPa
J	10330000	mm ⁴
f _{SLE} =	9.93	mm
I/f=	446	
f _{acc} =	5.27	mm
I/f=	840	

L'entità della deformata risulta compatibile con la tipologia di struttura.

3.3 Portali

Per studiare il comportamento della struttura si è realizzato un modello agli elementi finiti sviluppato con il software *Straus7* del più sollecitato dei 12 portali costituenti in palazzetto. Si riporta una vista del modello.



Gli elementi in carpenteria metallica costituenti la reticolare di copertura sono modellati per mezzo di elementi di tipo truss, mentre quelli in c.a. (trave inclinata sotto le gradonate, pilastro, trave e soletta di fondazione) sono modellati con elementi *beam*. In corrispondenza del punto di contatto tra la porzione sopristante in carpenteria metallica e quella sottostante in c.a. sono state svincolate le rotazioni in modo tale da creare una cerniera nel piano del portale. In corrispondenza dei 4 pali di fondazione sono presenti dei vincoli alla traslazione verticale.

Gli elementi in carpenteria metallica sono costituiti da tubi aventi le seguenti dimensioni:

- $\phi 203 \times 10$ mm: beam rossi e azzurri;
- $\phi 203 \times 10$ mm: beam azzurri;
- $\phi 203 \times 20$ mm: beam arancioni;
- $\phi 114 \times 6$ mm: beam blu.

Gli elementi in c.a. hanno le seguenti dimensioni:

- 40xh70cm: trave gradonate;
- 40x40cm: pilastro;
- 40xh80cm: trave di fondazione;
- 200xh16cm: soletta di fondazione.

I carichi agenti sono stati applicati in corrispondenza dei nodi della reticolare, considerando una larghezza di influenza del singolo portale pari a 4.43m, e combinati secondo le seguenti combinazioni di carico.

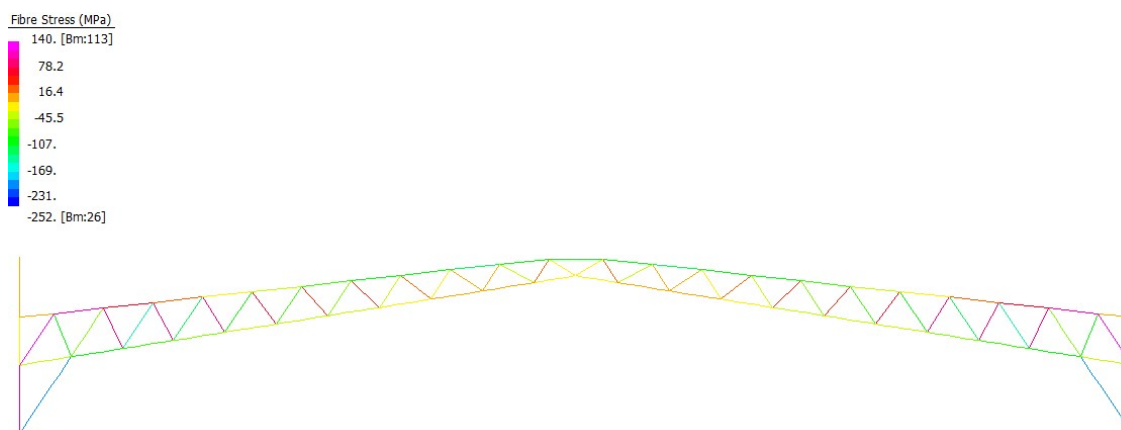
	SLU TUTTO	SLU VENTO MAX	SLE RARA	SLE Q,PERM	SLU MAX PALI	SLU SISMA
g1	1.3	1.3	1.0	1.0	1.0	1.0
g2	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	1.0
q (neve)	1.5	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0
q vento	0.0	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0
q gradonate	1.5	0.0	1.0	0.6	1.5	0.6
q piano terra	1.5	0.0	1.0	0.6	1.5	0.6
F SISMA	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0

Si riportano nel seguito le verifiche per il portale sul filo 6, quello maggiormente sollecitato per la presenza dell'accumulo della neve.

3.3.1 ELEMENTI IN CARPENTERIA METALLICA

3.3.1.1 Verifiche di resistenza SLU

Si riporta nel seguito il contour di tensione massima sugli elementi in carpenteria metallica nella combinazione più sfavorevole SLU.



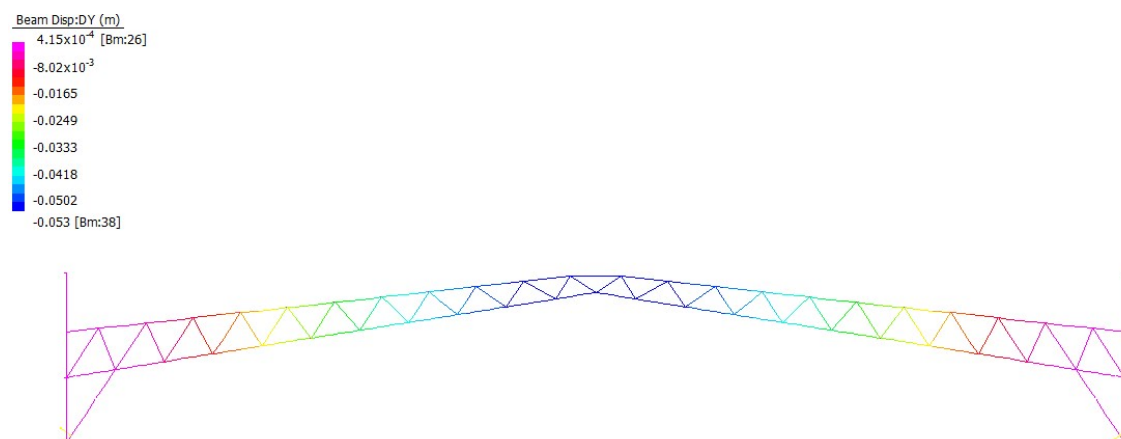
La tensione massima agente è pari a:

$$\sigma = 252 \text{ MPa} < 338 \text{ MPa} = f_{yd}$$

La verifica è soddisfatta.

3.3.1.1 Verifiche di deformabilità SLE

Si riporta nel seguito il contour di deformazione massima verticale per gli elementi in carpenteria metallica nella combinazione SLE rara.



Lo spostamento massimo verticale è pari a:

$$f = 53 \text{ mm} = L/792$$

L'entità della freccia si ritiene compatibile con la tipologia di struttura considerata.

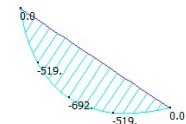
3.3.2 ELEMENTI IN C.A.

3.3.2.1 Verifiche di resistenza SLU – Trave gradonate

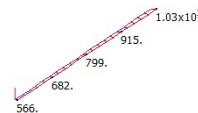
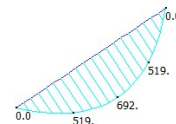
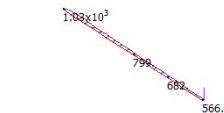
Verifica a flessione

Si riporta nel seguito il diagramma del momento e sforzo normale per la combinazione SLU tutto.

	MIN	MAX
Bm1(kN.m)	-692.	692.
	[Bm:108]	[Bm:110]



	MIN	MAX
Force(kN)	566.	1.03x10 ³
	[Bm:109]	[Bm:3]



Si riporta il calcolo del momento resistente per la trave in c.a. armata con 5+5+5 fi24:

Verifica C.A. S.L.U. - File: TRAVE GRADONATA

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: TRAVE GRADONATA

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	70

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	5
2	22.62	25
3	22.62	45
4	22.62	65

Tipo Sezione: ☒ Rettang. re ☐ Trapezi ☐ a T ☐ Circolare ☐ Rettangoli ☐ Coord. ☐ DXF

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -799 kN
M_{Ed} 0 kNm
x_{Ed} 0
y_{Ed} 0

P.to applicazione N: ☒ Centro ☐ Baricentro cls ☐ Coord. [cm]
xN 0
yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{MRd} 783.6 kNm

Materiali: B450C C28/35

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200000 N/mm² f_{cd} 15.87 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

σ_c -15.87 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 10.06 ‰
d 65 cm
x 16.78 x/d 0.2581
 δ 0.7626

Metodo di calcolo: ☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☐ Metodo n

Tipo flessione: ☒ Retta ☐ Deviato

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

M-curvatura

☐ Precompresso

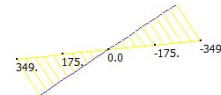
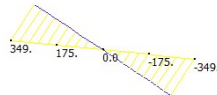
$$MSd = 692 \text{ kNm} < 783.6 \text{ kNm} = MRd$$

La verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio

Si riporta nel seguito il diagramma del momento per la combinazione SLU tutto.

	MIN	MAX
SFI(kN)	-349.	349.
	[Bmc106]	[Bmc109]



Si riporta il calcolo del taglio resistente per la trave in c.a.:

VERIFICA A TAGLIO AGLI S.L.U. (D.M. 17/01/2018 § 4.1.2.3.5.1)		
Caratteristiche del Calcestruzzo	R_{ck}	35 MPa
	f_{ck}	28 MPa
	f_{ctm}	2.77 MPa
	f_{ctk}	1.94 MPa
	γ_m	1.50
	f_{ctd}	15.87 MPa
Caratteristiche dell'Acciaio B450C	f_{yk}	450 MPa
	γ_m	1.15
	f_{yd}	290 MPa
Dimensioni della sezione	b_w	400 mm
	h	700 mm
Copriferro	c	40 mm
Altezza utile della sezione	d	660 mm
Barre longitudinali opportunamente ancorate al di là dell'ipotetica fessura per taglio - barre tese sulla sezione	ϕ_{lt}	24 mm
	n_1	5
	ϕ_{lt}	0 mm
	n_2	0
	A_{st}	2262 mm ²
Staffe trasversali a 90°	n_{bracci}	2
	$passo$	100 mm
	ϕ_s	12 mm
	A_{sw}	226 mm ²
Barre piegate a 45°	$n_{braccia}$	0
	$passo$	0 mm
	ϕ_s	0 mm
	A_{sw}	0 mm ²
Parametri intermedi	k	1.55
	ρ_1	8.57E-03
	N_{Ed}	0 kN
	σ_{cp}	0.000 MPa
	v_{min}	0.36 MPa
	α_{rc}	1
	f_{ctd}	7.93 MPa
	α	1.57 rad
	θ	0.79 rad
ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI		
TAGLIO RESISTENTE	V_{Rd}	141.67 kN
ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI A TAGLIO		
Verifica del conglomerato	V_{Rcd}	942.48 kN
Verifica dell'armatura trasversale d'anima	V_{Rsd}	389.25 kN
TAGLIO RESISTENTE	V_{Rd}	389.25 kN

$$V_{Sd} = 349 \text{ kN} < 389.25 \text{ kN} = V_{Rd}$$

La verifica risulta soddisfatta.

3.3.2.1 Verifiche di resistenza SLU – Pilastro

Si riporta nel seguito il diagramma del sforzo normale per la combinazione SLU tutto.

	MIN	MAX
Force(kN)	-1.33x10 ³	-1.33x10 ³
	[8mc52]	[8mc104]



Lo sforzo normale massimo di compressione agente sul pilastro è pari a:

$$N_{Sdmax} = 1330 \text{ kN}$$

Lo sforzo normale resistente del pilastro soggetto a sola compressione assiale, armato con 4 $\phi 20$ longitudinali, valutato con la formula C4.1.11 riportata nella Circolare delle NTC18, che consente di ritenere implicitamente soddisfatta la prescrizione circa l'eccentricità minima dell'azione assiale, è pari a:

$$NRd = 0.8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_{s,tot} \cdot f_{yd} = 0.8 \cdot 400 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm} \cdot 14.17 \text{ MPa} + 1257 \text{ mm}^2 \cdot 391.3 \text{ MPa} = 2306 \text{ kN} > 1330 \text{ kN} = N_{Sd}$$

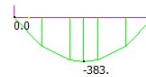
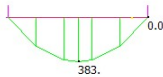
La verifica è soddisfatta.

3.3.2.2 Verifiche di resistenza SLU – Trave di fondazione

Verifica a flessione

Si riporta nel seguito il diagramma del momento per la combinazione SLU tutto.

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-383.	383.
	[8mc54]	[8mc2]



Si riporta il calcolo del momento resistente per la trave in c.a. armata con 4+4 $\phi 20$ superiori e inferiori, e 2+2 $\phi 16$ interni:

Verifica C.A. S.L.U. - File: TRAVE FONDAZIONE

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: TRAVE FONDAZIONE

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12.57	5
2	4.02	25
3	4.02	55
4	12.57	75

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N Ed: 0 kN
M xEd: 0 kNm
M yEd: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [cm]: xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C28/35

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15.87 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

M xRd: 460.7 kNm

σ_c -15.87 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 27.17 ‰
d 75 cm
x 8.56 x/d 0.1141
 δ 0.7

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. -
Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

Lg 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

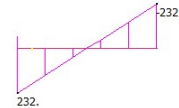
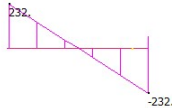
$$M_{Sd} = 383 \text{ kNm} < 460.7 \text{ kNm} = M_{Rd}$$

La verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio

Si riporta nel seguito il diagramma del momento per la combinazione SLU tutto.

MIN MAX
SF2(kN) -232. 232.
[Bm:2] [Bm:2]



Si riporta il calcolo del taglio resistente per la trave in c.a. armata con staffe f_i 10 a 2 bracci disposte a passo 10cm:

VERIFICA A TAGLIO AGLI S.L.U. (D.M. 17/01/2018 § 4.1.2.3.5.1)		
Caratteristiche del Calcestruzzo	$R_{ck} =$	35 MPa
	$f_{ck} =$	28 MPa
	$f_{ctm} =$	2.77 MPa
	$f_{ctk} =$	1.94 MPa
	$\gamma_m =$	1.50
	$f_{cd} =$	15.87 MPa
Caratteristiche dell'Acciaio B450C	$f_{yk} =$	450 MPa
	$\gamma_m =$	1.15
	$f_{yd} =$	290 MPa
Dimensioni della sezione	$b_w =$	400 mm
	$h =$	800 mm
Copriferro	$c =$	40 mm
Altezza utile della sezione	$d =$	760 mm
Barre longitudinali opportunamente ancorate al di là dell'ipotetica fessura per taglio - barre tese sulla sezione	$\phi_{tl} =$	24 mm
	$n_1 =$	5
	$\phi_{tl} =$	0 mm
	$n_2 =$	0
	$A_{st} =$	2262 mm ²
Staffe trasversali a 90°	$n_{braccia} =$	2
	$passo =$	100 mm
	$\phi_s =$	10 mm
	$A_{sw} =$	157 mm ²
Barre piegate a 45°	$n_{braccia} =$	0
	$passo =$	0 mm
	$\phi_s =$	0 mm
	$A_{sw} =$	0 mm ²
Parametri intermedi	$k =$	1.51
	$\rho_1 =$	7.44E-03
	$N_{Ed} =$	0 kN
	$\sigma_{cp} =$	0.000 MPa
	$v_{min} =$	0.34 MPa
	$\alpha_c =$	1
	$f_{cd} =$	7.93 MPa
	$\alpha =$	1.57 rad
	$\theta =$	0.79 rad
ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI		
TAGLIO RESISTENTE	$V_{Rd} =$	151.87 kN
ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI A TAGLIO		
Verifica del conglomerato	$V_{Rcd} =$	1085.28 kN
Verifica dell'armatura trasversale d'anima	$V_{Rsd} =$	311.27 kN
TAGLIO RESISTENTE	$V_{Rd} =$	311.27 kN

$$V_{sd} = 232 \text{ kN} < 311.27 \text{ kN} = V_{Rd}$$

La verifica risulta soddisfatta.

3.3.2.1 Verifiche di resistenza SLU – Soletta di fondazione in c.a.

Lo sforzo normale di trazione agente sulla soletta è pari a:

NSd = 664kN

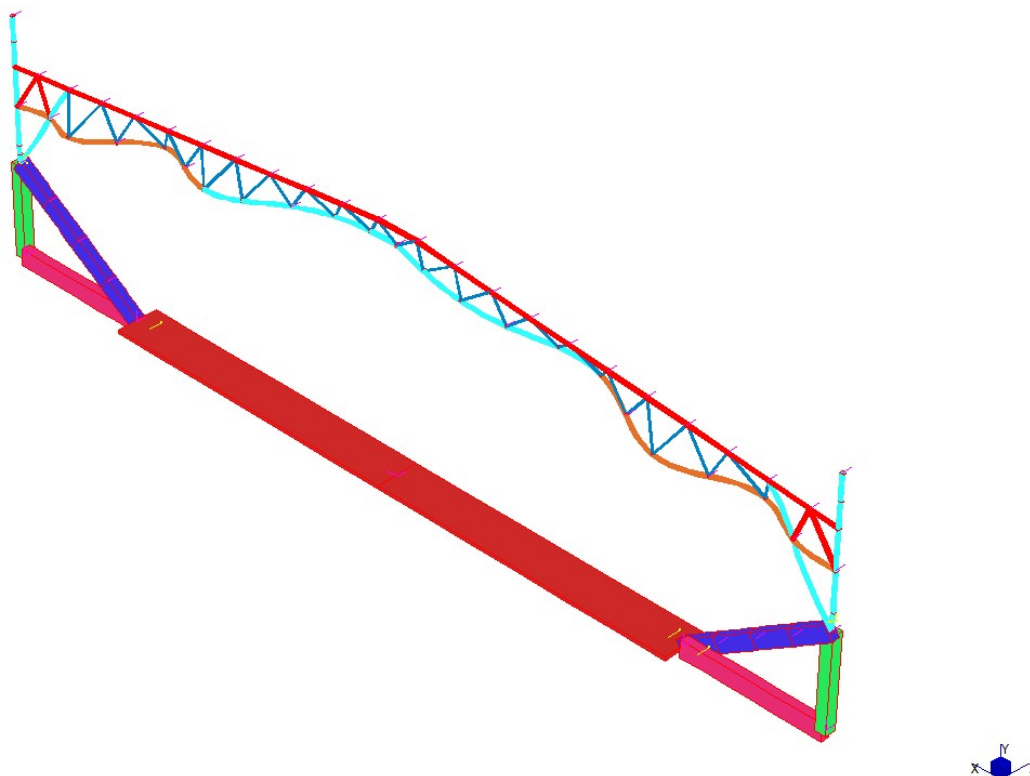
Si riporta il calcolo dello sforzo normale resistente per la soletta in c.a. armata con $\phi 10$ mm superiori e inferiori disposti passo 20cm, considerando una larghezza di influenza pari a 4m:

$$NRd = f_{yd} \cdot Area = 391 \text{MPa} \cdot (79 \text{mm} \cdot 20 \cdot 2) = 1236 \text{ kN} > 664 \text{ kN} = NSd$$

La verifica è soddisfatta. In corrispondenza di ciascun portale si prevede un infittimento dell'armatura della soletta, il cui dimensionamento si rimanda alle successive fasi di progetto.

3.3.3 VERIFICA DI STABILITÀ CORRENTI COMPRESSI

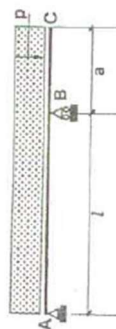
Si riporta nel seguito la deformata relativa al primo modo di instabilizzarsi della struttura conseguente ad un'analisi di buckling, per un valore di carico di partenza pari alla combinazione SLU. Il coefficiente di buckling relativo a tale modo è pari a 10.082.



Essendo i coefficienti di buckling superiori a 10, si ritiene la verifica di stabilità ampiamente soddisfatta. Si demanda alle successive fasi di progettazione una più esaustiva trattazione delle verifiche.

3.4 False colonne

Si riporta nel seguito la verifica della falsa colonna HEA140 sollecitata dall'azione del vento e avente il seguente schema statico.



$$a = 1.90\text{m}$$

$$l = 4.55\text{m}$$

$$\text{interasse} = 1.90\text{m}$$

$$q_v = 1.29\text{kN/mq}$$

$$q_v\text{SLU} = 1.29\text{kN/mq} \cdot 1.90\text{m} \cdot 1.5 = 3.68\text{ kN/m}$$

$$M_{\max} = q_v\text{SLU} \cdot a^2 / 2 = 3.68\text{kN/m} \cdot 1.9^2 / 2 = 6.64\text{ kNm}$$

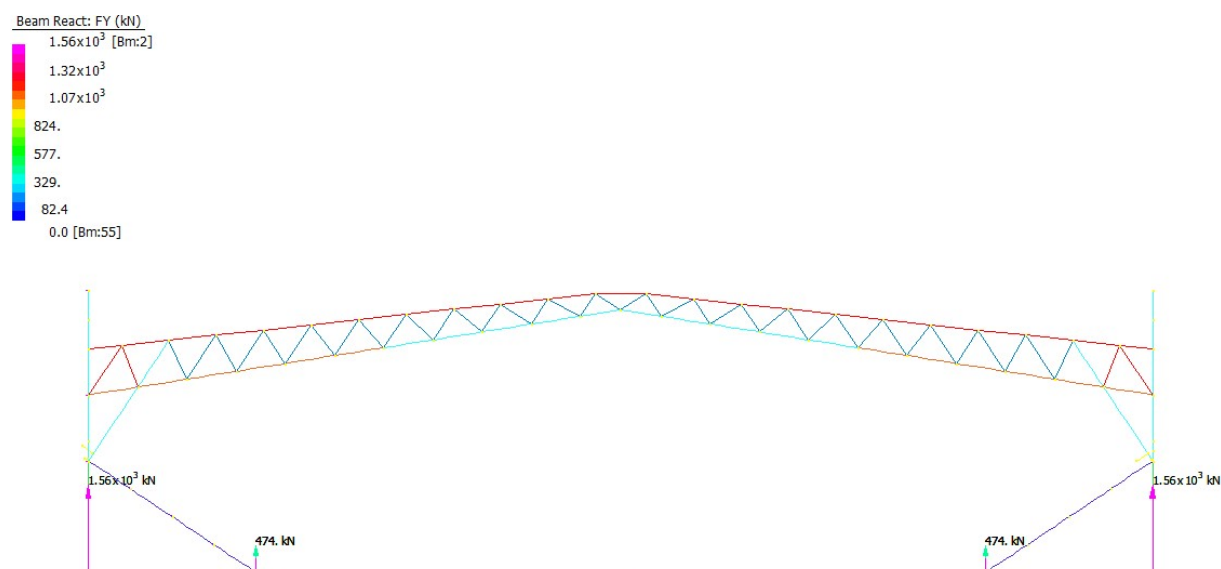
$$W = 155000\text{mmc}$$

$$\sigma = M/W = 42.8\text{MPa} < 338\text{ MPa} = f_{yd}$$

La verifica risulta soddisfatta.

3.5 Pali di fondazione

Si riporta nel seguito il diagramma con le reazioni vincolari in corrispondenza dei pali di fondazione per la combinazione SLU tutto.



I pali esterni presentano sollecitazione massima pari a:

$$N_{Sd} = 1560\text{kN}$$

I pali interni presentano sollecitazione massima pari a:

N_{Sd} = 474kN

Si riporta nel seguito il calcolo della resistenza del palo esterno L=19m e del palo interno L=13m per la stratigrafia rilevata dalle prove geologiche, alle quali si rimanda per una più esaustiva trattazione.

DATI INPUT	
Tipo palo	FDP
K (sabbie)	1.2
N _q	13
Ø	0.62
γ _R - laterale	1.15

Palo esterno (L=19m):

Resistenza laterale																										
Strato	Falda	da [m]	a [m]	spessore strato [m]	profondit à media [m]	diametro palo [m]	area laterale [mq]	condizione	γsat [kN/mc]	γw [kN/mc]	γ' [kN/mc]	σ'vl [kN/mq]	σ'vl [kN/mq]	φ	φ [rad]	φ'	φ' [rad]	δ=αgφ'	k (tab 13.2 Viggiani)	c _u [kPa]	α (tab. 13.3 Viggiani)	Tipo terreno	Res. Lat. (drenato) [kN]	Res. Lat. (non dren.) [kN]	γR (approcci o 2) (R3)	Res. Lat. [kN]
Q.F.-quota 0pav		asciutto	0	-0.3	0.3	-0.15	0	0.00	19	0	19	2.85	2.85	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0.00	riporto	0.00	0.00	1.15	0.00
0	asciutto	-0.3	-1	0.7	-0.65	0	0.00		19	0	19	12.35	12.35	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0.00	riporto	0.00	0.00	1.15	0.00
1	asciutto	-1	-3	2	-2	0.62	3.89	non drenato	19	0	19	38	38	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0	250	0.50	argilla	0.00	486.70	1.15	423.22
2	immerso	-3	-4.5	1.5	-3.75	0.62	2.92	non drenato	19	9.8	9.2	71.25	63.9	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0	80	0.50	argilla	0.00	116.81	1.15	101.57
3	immerso	-4.5	-6	1.5	-5.25	0.62	2.92	drenato	19	9.8	9.2	99.75	77.7	36	0.63	38.00	0.66	0.78	1.2	0	0.00	sabbia	212.73	0.00	1.15	184.98
4	immerso	-6	-7.5	1.5	-6.75	0.62	2.92	drenato	19	9.8	9.2	128.25	91.5	36	0.63	38.00	0.66	0.78	1.2	0	0.00	sabbia	250.51	0.00	1.15	217.83
5	immerso	-7.5	-9	1.5	-8.25	0.62	2.92	drenato	19	9.8	9.2	156.75	105.3	36	0.63	38.00	0.66	0.78	1.2	0	0.00	sabbia	288.29	0.00	1.15	250.69
6	immerso	-9	-11	2	-10	0.62	3.89	non drenato	19	9.8	9.2	190	121.4	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0	95	0.50	argilla	0.00	184.95	1.15	160.82
7	immerso	-11	-12.5	1.5	-11.75	0.62	2.92	drenato	19	9.8	9.2	223.25	137.5	32	0.56	36.00	0.63	0.73	1.2	0	0.00	sabbia	350.07	0.00	1.15	304.41
8	immerso	-12.5	-13.5	1	-13	0.62	1.95	non drenato	19	9.8	9.2	247	149	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0	95	0.50	argilla	0.00	92.47	1.15	80.41
9	immerso	-13.5	-14.5	1	-14	0.62	1.95	drenato	19	9.8	9.2	266	158.2	32	0.56	36.00	0.63	0.73	1.2	0	0.00	sabbia	268.52	0.00	1.15	233.49
10	immerso	-14.5	-15.5	1	-15	0.62	1.95	non drenato	19	9.8	9.2	285	167.4	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0	95	0.50	argilla	0.00	92.47	1.15	80.41
11	immerso	-15.5	-17	1.5	-16.25	0.62	2.92	non drenato	19	9.8	9.2	308.75	178.9	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0	95	0.50	argilla	0.00	138.71	1.15	120.62
12	immerso	-17	-18.5	1.5	-17.75	0.62	2.92	non drenato	19	9.8	9.2	337.25	192.7	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0	95	0.50	argilla	0.00	138.71	1.15	120.62
13	immerso	-18.5	-20	1.5	-19.25	0.62	2.92	drenato	19	9.8	9.2	365.75	206.5	32	0.56	36.00	0.63	0.73	1.2	0	0.00	sabbia	525.74	0.00	1.15	457.17
Tot resistenza laterale																								2736.24		
Resistenza di punta																										
Strato		da [m]	a [m]	spessore strato [m]	profondit à [m]	diametro [m]	Area [mq]	condizione	γsat [kN/mc]	γw [kN/mc]	γ' [kN/mc]	σ'vl [kN/mq]	σ'vl [kN/mq]	φ	φ [rad]	φ'	φ' [rad]	δ=αgφ'	N _q (tab. 13.6 viggiani)	c _u [kPa]	N _q (dren)	N _c (non dren)	Res. punta. (drenato) [kN]	Res. punta. (non dren.) [kN]	γR (approcci o 2) (R3)	Res. punta. [kN]
13	immerso	-18.5	-20	1.5	-19.25	0.62	0.302	drenato	19	9.8	9.2	365.75	206.5	32	0.56	36.00	0.63	0.73	13.00	0	37.71	9	810.06	110.37	1.35	600.04

PORTATA A COMPRESSIONE			
Verticale indagata	R _{lat} [kN]	R _{punta} [kN]	R _{c,cal} [kN]
RISULTATI DI SINTESI	2736	600	3336
R _{c,cal} media			3336
R _{c,cal} min			3336
n. verticali indagate		3	
fattore di correlazione	ξ ₃	1.6	
fattore di correlazione	ξ ₄	1.48	
Portata palo	R _{c,d}	2085	kN
Lunghezza palo	L	19	m
Diametro	Ø	0.62	m
Peso palo immerso (SLU)	P	113	kN
Portata palo (al netto del peso del palo)	R _{c,d}	1972	kN

NSd = 1560 kN < 1972 kN = R_{c,d}

La verifica è soddisfatta.

Palo interno (L=13m):

A favore di sicurezza per questo palo si considera solo il contributo di resistenza laterale, trascurando quella di punta.

Resistenza laterale																										
Strato	Falda	da [m]	a [m]	spessore strato [m]	profondità a media [m]	diametro palo [m]	area laterale [mq]	condizione	γsat [kN/mc]	γw [kN/mc]	γ' [kN/mc]	Gvl [kN/mq]	G'vl [kN/mq]	φ	φ [rad]	φ'	φ' [rad]	δ=ggφ'	k (tab 13.2 Viggiani)	c _u [kPa]	α (tab. 13.3 Viggiani)	Tipo terreno	Res. Lat. (drenato) [kN]	Res. Lat. (non dren.) [kN]	γ _R (approcci o 2) [R3]	Res. Lat. [kN]
Q.F.-quota 0 pav	asciutto	0	-0.3	0.3	-0.15	0	0.00		19	0	19	2.85	2.85	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0.00	riporto	0.00	0.00	1.15	0.00
0	asciutto	-0.3	-1	0.7	-0.65	0	0.00		19	0	19	12.35	12.35	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0.00	riporto	0.00	0.00	1.15	0.00
1	asciutto	-1	-3	2	-2	0.62	3.89	non drenato	19	0	19	38	38	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0	250	0.50	argilla	0.00	486.70	1.15	423.22
2	immerso	-3	-4.5	1.5	-3.75	0.62	2.92	non drenato	19	9.8	9.2	71.25	63.9	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0	80	0.50	argilla	0.00	116.81	1.15	101.57
3	immerso	-4.5	-6	1.5	-5.25	0.62	2.92	drenato	19	9.8	9.2	99.75	77.7	36	0.63	38.00	0.66	0.78	1.2	0	0.00	sabbia	212.73	0.00	1.15	184.98
4	immerso	-6	-7.5	1.5	-6.75	0.62	2.92	drenato	19	9.8	9.2	128.25	91.5	36	0.63	38.00	0.66	0.78	1.2	0	0.00	sabbia	250.51	0.00	1.15	217.83
5	immerso	-7.5	-9	1.5	-8.25	0.62	2.92	drenato	19	9.8	9.2	156.75	105.3	36	0.63	38.00	0.66	0.78	1.2	0	0.00	sabbia	288.29	0.00	1.15	250.69
6	immerso	-9	-11	2	-10	0.62	3.89	non drenato	19	9.8	9.2	190	121.4	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0	95	0.50	argilla	0.00	184.95	1.15	160.82
7	immerso	-11	-12.5	1.5	-11.75	0.62	2.92	drenato	19	9.8	9.2	223.25	137.5	32	0.56	36.00	0.63	0.73	1.2	0	0.00	sabbia	350.07	0.00	1.15	304.41
8	immerso	-12.5	-13.5	1	-13	0.62	1.95	non drenato	19	9.8	9.2	247	149	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0	95	0.50	argilla	0.00	92.47	1.15	80.41
9	immerso	-13.5	-14	0.5	-13.75	0.62	0.97	drenato	19	9.8	9.2	261.25	155.9	32	0.56	36.00	0.63	0.73	1.2	0	0.00	sabbia	132.31	0.00	1.15	115.05
Tot resistenza laterale																									1838.99	

PORTATA A COMPRESSIONE			
Verticale indagata	R_{lat} [kN]	R_{punta} [kN]	$R_{c,cal}$ [kN]
RISULTATI DI SINTESI	1839	0	1839
$R_{c,cal}$ media			1839
$R_{c,cal}$ min			1839
n. verticali indagate		3	
fattore di correlazione	ξ_3	1.6	
fattore di correlazione	ξ_4	1.48	
Portata palo	$R_{c,d}$	1149	kN
Lunghezza palo	L	13	m
Diametro	\varnothing	0.62	m
Peso palo immerso (SLU)	P	78	kN
Portata palo (al netto del peso del palo)	$R_{c,d}$	1072	kN

$NSd = 474 \text{ kN} < 1072 \text{ kN} = R_{c,d}$

La verifica è soddisfatta.

4 VERIFICHE PER AZIONI SISMICHE

Si riportano nel seguito le azioni sismiche agenti sul sistema sismoresistente trasversale, costituito dai portali in carpenteria metallica, e da quello longitudinale, formato da 4 setti in c.a. fino alla quota delle gradonate e soprastanti controventi in carpenteria metallica.

AZIONE SISMICA STRUTTURA IN CARPENTERIA METALLICA	
Sd (ag)=	0.38 g
Area copertura=	2000 mq
Peso cop(g1+g2)=	1.90 kN/mq
Area pareti afferenti a P cop=	852.86 mq
Peso pareti (g1+g2)=	1.00 kN/mq
Peso totale sisma=	4652.862 kN
Forza sismica totale=	1768.08756 kN
DIREZIONE TRASVERSALE (PARALLELA AI PORTALI)	
F singolo port.=	160.74 kN/portale
DIREZIONE LONGITUDINALE (PERP. AI PORTALI)	
F singolo controvent.=	442.02 kN/controvento

AZIONE SISMICA STRUTTURA IN CALCESTRUZZO ARMATO	
Sd (ag)=	0.38 g
Area gradonate afferenti a P1=	500 mq
Peso sismico gradonate (g1+g2+0.6q)=	13.90 kN/mq
Area pareti in acciaio afferenti a P1=	399.21 mq
Peso pareti (g1+g2)=	1.00 kN/mq
Area pareti perimetrali afferenti a P1=	200 mq
Peso pareti (g1+g2)=	3.25 kN/mq
Peso totale in condizione sismica=	7999.21 kN
Forza sismica totale=	3039.70 kN
DIREZIONE TRASVERSALE (PARALLELA AI PORTALI)	
F singolo port.=	276.34 kN/portale
DIREZIONE LONGITUDINALE (PERP. AI PORTALI)	
F singolo setto.=	759.93 kN/controvento

Si riportano nei paragrafi seguenti le verifiche dei singoli elementi sismoresistenti in entrambe le direzioni.

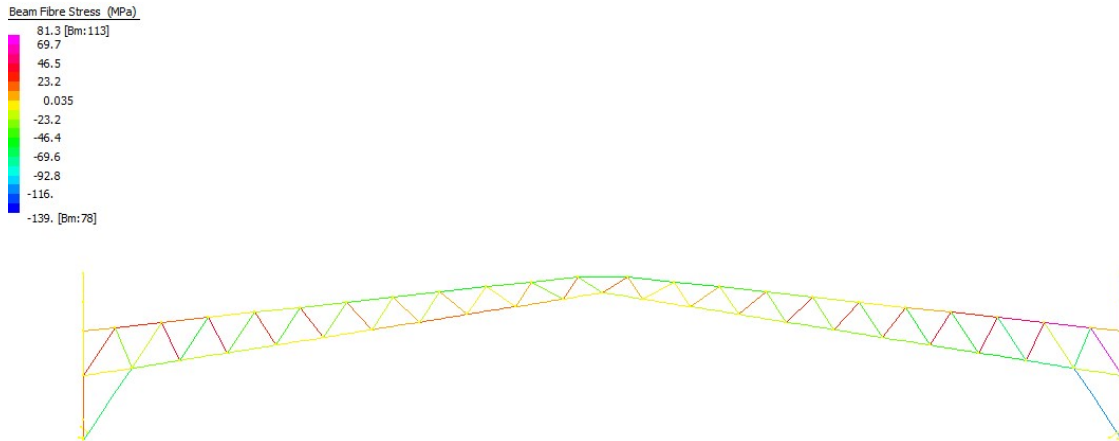
4.1 Direzione trasversale: portali

Si riportano nel seguito le verifiche degli elementi in c.a. e in carpenteria metallica costituenti i portali.

4.1.1 ELEMENTI IN CARPENTERIA METALLICA

4.1.1.1 Verifiche di resistenza SLV

Si riporta nel seguito il contour di tensione massima sugli elementi in carpenteria metallica nella combinazione SLV.



La tensione massima agente, inferiore a quella statica, è pari a:

$$\sigma = 139 \text{ MPa} < 338 \text{ MPa} = f_{yd}$$

La verifica è soddisfatta.

4.1.2 ELEMENTI IN C.A.

4.1.2.1 Verifiche di resistenza SLV – Trave gradonate

Si riporta nel seguito il diagramma del momento per la combinazione sismica.



Le sollecitazioni agenti sono inferiori a quelle statiche. Non essendo la sollecitazione sismica dimensionante si rimanda alla verifica dell'elemento per la sollecitazione statica.

4.1.2.2 Verifiche di resistenza SLV – Pilastro

Si riporta nel seguito il diagramma del sforzo normale per la combinazione SLV.



A questo valore si aggiunge la componente dovuta alla presenza del controvento in carpenteria metallica soprastante agente nella direzione longitudinale, che risulta essere pari a:

Compressione aggiuntiva su pilastri sotto contro.

F trasv da copertura	442.02 kN
Momento derivante da copertura	2475.32 kNm
Sforzo normale derivante da copertura	575.66 kN

Lo sforzo normale complessivo di compressione agente sul pilastro è pari al seguente valore:

$$NS_{dmax} = 843\text{kN} + 575.66\text{kN} = 1418.66\text{kN} < 2306\text{kN} = N_{Rd}$$

La verifica è soddisfatta.

4.1.2.3 Verifiche di resistenza SLV – Trave di fondazione

Si riporta nel seguito il diagramma del momento per la combinazione sismica.



Le sollecitazioni agenti sono inferiori a quelle statiche. Non essendo la sollecitazione sismica dimensionante si rimanda alla verifica dell'elemento per la sollecitazione statica.

4.1.2.4 Verifiche di resistenza SLV – Soletta di fondazione in c.a.

Lo sforzo normale di trazione agente sulla soletta è pari a:

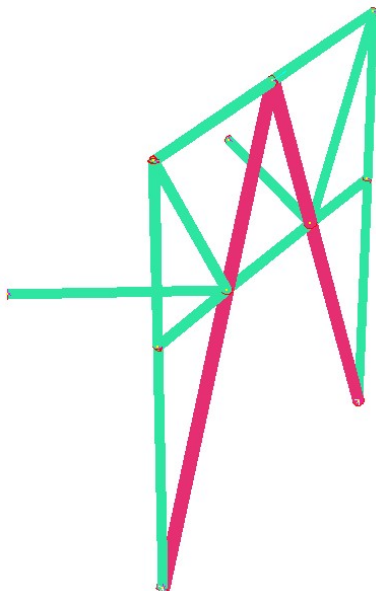
$$NS_d = 504\text{kN}$$

La sollecitazione agente è inferiore a quella statica. Non essendo la sollecitazione sismica dimensionante si rimanda alla verifica dell'elemento per la sollecitazione statica.

4.2 Direzione longitudinale: setti in c.a. con controventi a "V"

4.2.1 CONTROVENTI A V

Si è realizzato un modello agli elementi finiti sviluppato con il software *Straus7* del controvento a "V" in carpenteria metallica. Si riporta una vista del modello.



Gli elementi sono costituiti da tubi aventi le seguenti dimensioni:

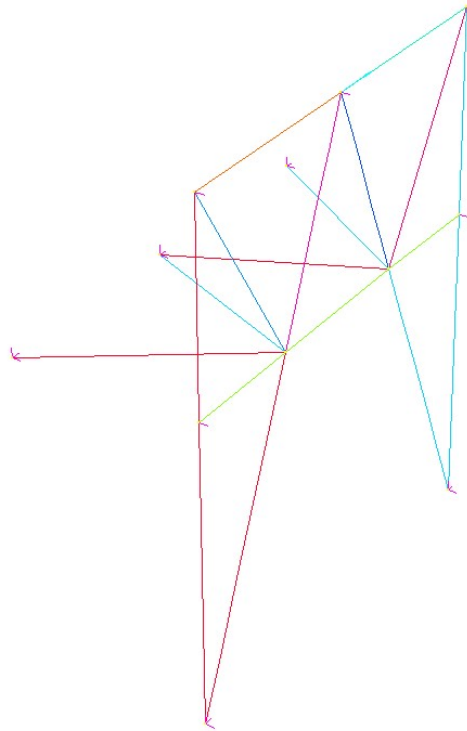
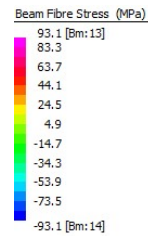
- $\phi 159 \times 10$ mm: beam rossi;
- $\phi 114 \times 6$ mm: truss verdi.

Si riportano nel seguito le verifiche dei elementi soggetti al carico sismico, in quanto quello dovuto al vento è di minore entità. La forza dovuta al vento agente su ciascuno dei 4 controventi è pari a:

$$F_{vSLU} = (0.67 \text{ kN/mq} + 0.33 \text{ kN/mq}) \cdot 43 \text{ m} \cdot 7 \text{ m} \cdot 1.5 / 4 = 112.4 \text{ kN} < 442.02 \text{ kN} = F_{sisma}$$

4.2.1.1 Verifiche di resistenza SLV

Si riporta nel seguito il contour di tensione massima sugli elementi in carpenteria metallica nella combinazione SLV.



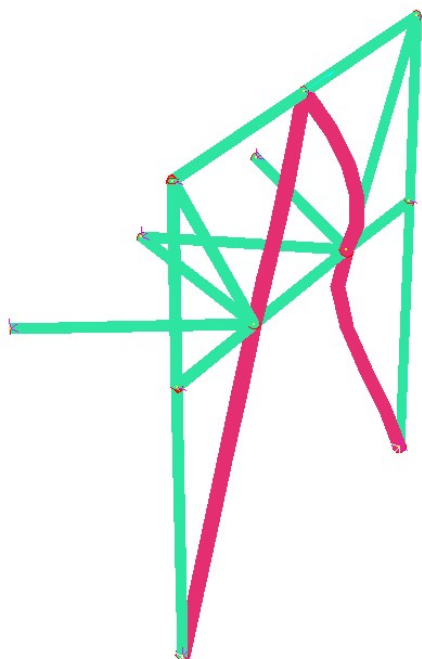
La tensione massima agente è pari a:

$$\sigma = 93.1 \text{ MPa} < 338 \text{ MPa} = f_{yd}$$

La verifica è soddisfatta.

4.2.1.2 Verifica di stabilità

Si riporta nel seguito la deformata relativa al primo modo di instabilizzarsi della struttura conseguente ad un'analisi di buckling, per un valore di carico di partenza pari alla combinazione SLV. Il coefficiente di buckling relativo a tale modo è pari a 20.08.



Essendo i coefficienti di buckling superiori a 10, si ritiene la verifica di stabilità ampiamente soddisfatta. Si demanda alle successive fasi di progettazione una più esaustiva trattazione delle verifiche.

4.2.2 SETTI IN C.A.

Si riporta nel seguito il calcolo delle sollecitazioni di taglio e momento agenti sul singolo setto:

AZIONE TOTALE AGENTE SU SETTI IN CALCESTRUZZO ARMATO DIREZIONE LONGIT	
F trasv da copertura	442.02 kN
F trasv. da gradonate	759.93 kN
F TOT	1201.95 kN
M TOT setto	4807.79 kNm

4.2.2.1 Verifiche di resistenza SLV

Verifica a flessione

Si riporta nel seguito il calcolo del momento massimo resistente di ciascun setto in c.a. avente lunghezza pari a 4m e spessore pari a 25cm, armato in corrispondenza di ciascuna testa con 19 $\phi 16$ longitudinali.

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018

Titolo: 19+19 f16

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	25	400

N°	As [cm²]	d [cm]
1	38.20	40
2	38.20	360

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0 kNm
M_{Ed} 0 kNm

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali B450C C25/30

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14.17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 5.057 kNm
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 25.23 ‰
d 360 cm
x 43.86 x/d 0.1218
 δ 0.7

Tipo Sezione
Rettang. Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.
DXF

Metodo di calcolo
S.L.U. + S.L.U.
Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
Precompresso

$$M_{sd} = 4807.79 \text{ kNm} < 5057.00 \text{ kNm} = M_{Rd}$$

La verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio

Si riporta nel seguito il calcolo del taglio resistente di ciascun setto in c.a., armato con staffe $\phi 10/10\text{cm}$ a 2 bracci.

VERIFICA A TAGLIO AGLI S.L.U. (D.M. 17/01/2018 § 4.1.2.3.5.1)		
Caratteristiche del Calcestruzzo	$R_{ck} =$	30 MPa
	$f_{ck} =$	25 MPa
	$f_{ctm} =$	2.56 MPa
	$f_{ctk} =$	1.80 MPa
	$\gamma_m =$	1.50
	$f_{cd} =$	14.17 MPa
	$f_{ctd} =$	1.20 MPa
Caratteristiche dell'Acciaio B450C	$f_{yk} =$	450 MPa
	$\gamma_m =$	1.15 MPa
	$f_{yd} =$	290 MPa
Dimensioni della sezione	$b_w =$	250 mm
	$h =$	4000 mm
Copriferro	$c =$	40 mm
Altezza utile della sezione	$d =$	3960 mm
Barre longitudinali opportunamente ancorate al di là dell'ipotetica fessura per taglio - barre tese sulla sezione	$\phi_{ts} =$	16 mm
	$n_1 =$	19
	$\phi_{tz} =$	0 mm
	$n_2 =$	0
	$A_{st} =$	3820 mm ²
Staffe trasversali a 90°	$n_{braccio} =$	2
	$passo =$	100 mm
	$\phi_s =$	10 mm
	$A_{sw} =$	157 mm ²
Barre piegate a 45°	$n_{braccia} =$	0
	$passo =$	0 mm
	$\phi_s =$	0 mm
	$A_{sw} =$	0 mm ²
Parametri intermedi	$k =$	1.22
	$\rho_1 =$	3.86E-03
	$N_{Ed} =$	0 kN
	$\sigma_{cp} =$	0.000 MPa
	$v_{min} =$	0.24 MPa
	$\alpha_c =$	1
	$f'_{cd} =$	7.08 MPa
	$\alpha =$	1.57 rad
	$\theta =$	0.79 rad
ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI		
TAGLIO RESISTENTE	$V_{Rd} =$	309.73 kN
ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI A TAGLIO		
Verifica del conglomerato	$V_{Rcd} =$	3155.63 kN
Verifica dell'armatura trasversale d'anima	$V_{Rsd} =$	1621.88 kN
TAGLIO RESISTENTE	$V_{Rd} =$	1621.88 kN

$V_{Sd} = 1201.95 \text{ kN} < 1621.88 \text{ kN} = V_{Rd}$

La verifica è soddisfatta.

4.3 Pali

I pali esterni (L=19m) a differenza di quelli interni che sono soggetti a sola azione statica, sono soggetti anche ad azione sismica.

Si riporta nel seguito il calcolo della sollecitazione massima agente sui pali esterni per l'azione sismica.

AZIONE TOTALE SU PALI STRUTTURA A K	
F long da copertura	160.74 kN/portale
F long da gradonate	276.34 kN/portale
F TOT	437.07 kN/portale
M TOT TRIANGOLO K	2391.23 kNm
Azione di compr. Per sisma su palo dir X	181.15 kN

AZIONE TOTALE AGENTE SU PALI DA SETTI IN C.A.	
M TOT setto	4807.79 kNm
Azione di compr. Per sisma su palo dir Y	1085.28 kN

La forza sismica massima agente sul palo combinando le due direzioni ($E_y + 0.3 \cdot E_x$) e il carico verticale in combinazione sismica risultano essere pari a:

FORZA SISMICA MAX SU PALO -->	1140 kN
FORZA SLE Q.PERM SU PALO +	820 kN

Il massimo sforzo di compressione sul palo, pari alla somma dei due precedenti contributi, risulta essere pari a:

$$N_{Sd \text{ sisma max}} = 1960 \text{ kN} < 1972 \text{ kN} = R_{c,d}$$

La verifica è soddisfatta.

5 VERIFICHE DI RESISTENZA AL FUOCO

Per tutte le strutture esposte è richiesta una resistenza al fuoco **R60**.

Al fine di garantire tale valore di resistenza al fuoco si prevede di proteggere con vernice intumescente la parte esposta degli elementi in carpenteria metallica.

Per le strutture in calcestruzzo armato la resistenza al fuoco R60 viene garantita mantenendo un opportuno valore di copriferro. Si demanda alle successive fasi di progettazione una più esaustiva trattazione delle verifiche.

Il progettista delle strutture

ing. Luca Boaretto