

COMUNE DI VERONA
AZIENDA MOBILITA' TRASPORTI S.P.A.

SISTEMA DI TRASPORTO PUBBLICO DI TIPO FILOVIARIO

GARA D'APPALTO PER LA PROGETTAZIONE ESECUTIVA,
L'ESECUZIONE DEI LAVORI E LA FORNITURA DEI VEICOLI

OFFERTA TECNICA
B2 - PROGETTO DEFINITIVO



PROGETTO :

DEPOSITO

PROGETTO STRUTTURALE

Complesso Direzionale: strutture in opera

Portico: relazione tecnica e di calcolo

CONCORRENTE

ATI:

SOVECO
COSTRUZIONI SPA

CONSORZIO COOPERATIVE COSTRUZIONI
CCC

Società cooperativa

APTS
Advanced Public
Transport Systems bv

ALPIQ
Alpiq InTec Verona S.p.A.

MAZZI
Impresa Generale Costruzioni
S.p.A.

Balfour Beatty
Rail

SCALA	-
RIF. N°	PD 00202 RS03A_Cop
ALLEGATO N°	PD 00202 RS03A

PROGETTAZIONE
COSTITUENDO R.T.P.:



(MANDATARIA/CAPOGRUPPO)

DIRETTORE TECNICO

Dott. Ing. Massimo Raccosta



DIRETTORE TECNICO

Dott. Arch. Valentina Butterini

REV.	DATA	DESCRIZIONE	ELABORAZIONE	REDATTO	VISTO	APPROVATO
A	Dic. 2010	Emissione	GIRPA			V.BUTTERINI

Il presente documento non potrà essere copiato, riprodotto o altrimenti pubblicato, in tutto o in parte, senza il consenso scritto. Ogni utilizzo non autorizzato sarà perseguito a norma di legge.
This document may not be copied, reproduced or published, either in part or entirely, without the written permission. Unauthorized use will be prosecuted by law.

1.1.	GENERALE.....	2
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3.	SOFTWARE UTILIZZATI	5
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
4.1.	CALCESTRUZZO.....	5
4.2.	ACCIAIO PER CEMENTI ARMATI.....	5
4.3.	ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE	6
5.	CARATTERISTICHE DEL TERRENO	6
6.	ANALISI DEI CARICHI	7
6.1.	PESI PROPRI ELEMENTI STRUTTURALI IN CALCESTRUZZO	7
6.2.	PESI PROPRI ELEMENTI STRUTTURALI IN ACCIAIO.....	7
6.3.	AZIONI PERMANENTI.....	7
6.3.1.	<i>COPERTURA</i>	<i>7</i>
6.4.	AZIONI ACCIDENTALI	7
6.4.1.	<i>AZIONE DELLA NEVE</i>	<i>7</i>
6.4.2.	<i>AZIONE DEL VENTO</i>	<i>7</i>
6.4.3.	<i>AZIONE SISMICA</i>	<i>8</i>
7.	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	9
8.	DESCRIZIONE MODELLO DI CALCOLO	10
9.	VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI	11
9.1.	MONTANTI IN ACCIAIO	11
9.2.	TRAVI PRINCIPALI	12
9.3.	TRAVI SECONDARIE	13
9.4.	TRAVI DI CORONAMENTO	14
9.5.	ELEMENTI DI CONTROVENTO	15
9.6.	VERIFICA PRESSIONI IN FONDAZIONE.....	15

1.1. GENERALE

Nella presente relazione si riportano le verifiche preliminari relative alla struttura del portale, inserito nel progetto del centro servizi per il nuovo filobus di Verona. La struttura oggetto della presente relazione di calcolo, è situata tra il Blocco B e il Blocco C, così come identificati nel progetto di gara.

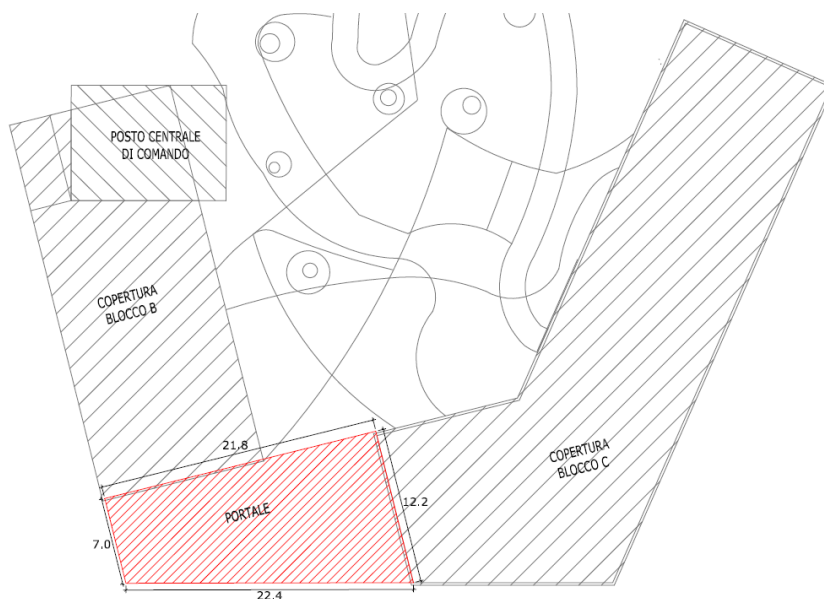


Figura 0.1 – Pianta portale

La struttura del portale in esame è realizzata totalmente in carpenteria metallica con profili in acciaio ed è staticamente indipendente sia dal Blocco B che dal Blocco C. La copertura è realizzata con pannelli leggeri di copertura. Gli ingombri in pianta sono quelli rappresentati in Figura 0.1 e lo sviluppo verticale è tale da garantire una luce netta al di sotto del portale pari a 3.5m. La struttura è supportata da 6 montanti verticali in acciaio realizzati con sezione tubolare $\Phi 323.9 \times 8$ incastrati al piede.

La pensilina presenta una fascia perimetrale in pianta, di larghezza pari a 2.5 m, a sbalzo.

La disposizione in pianta dei montanti in acciaio è rappresentata in Figura 0.2 .

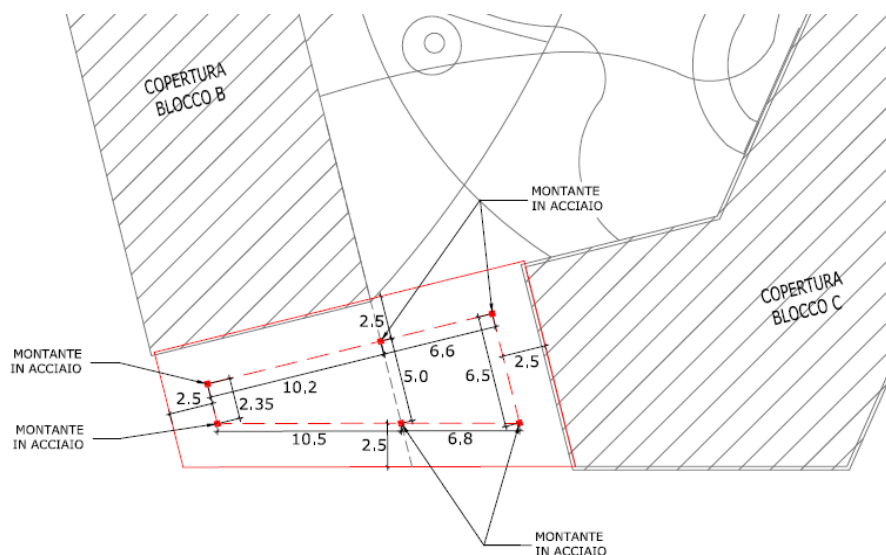
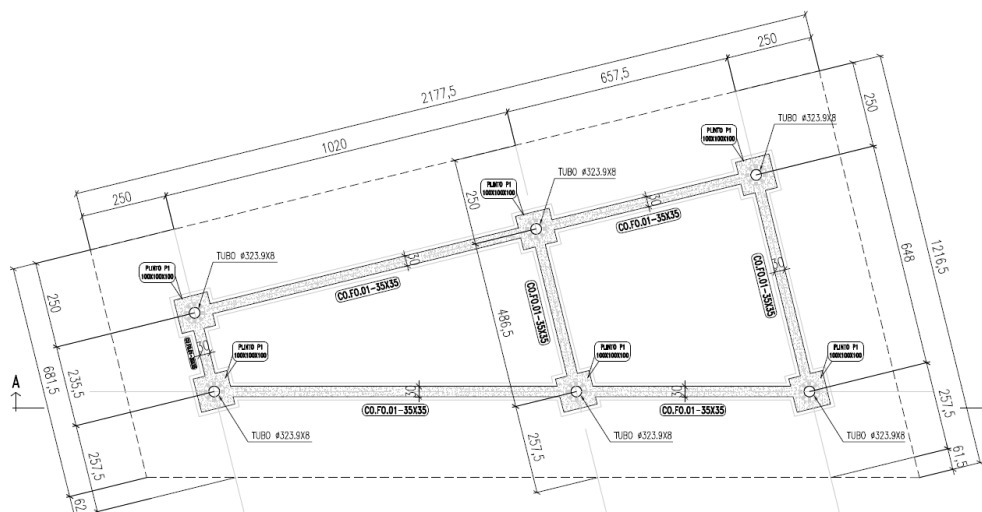
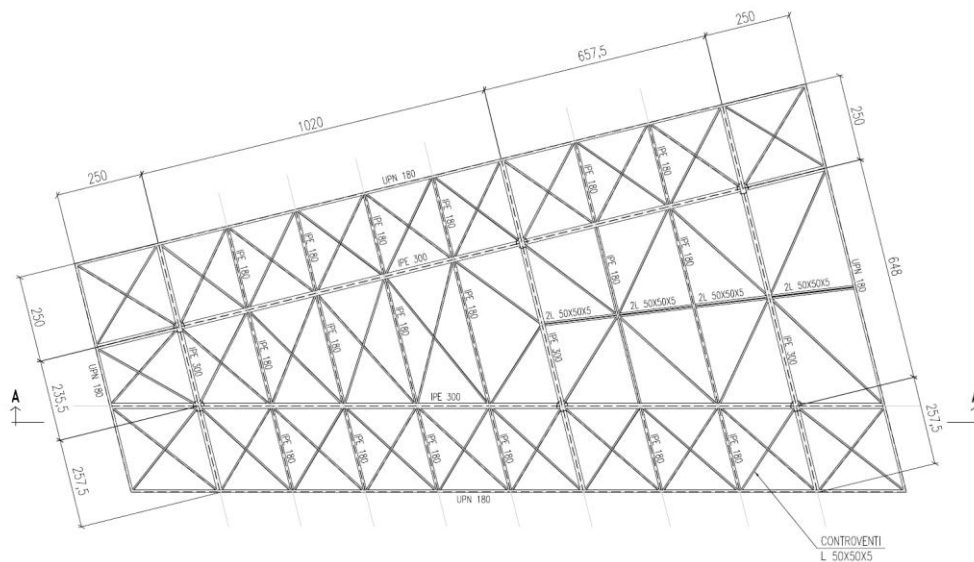


Figura 0.2 – Pianta elementi strutturali verticali

La struttura portante del portale è costituita da travi principali in acciaio IPE300 disposte lungo gli assi congiungenti i montanti in acciaio e vincolate, ai montanti e tra di loro, con vincoli di incastro. Le travi principali proseguono a sbalzo oltre gli assi congiungenti i montanti in acciaio per una lunghezza pari a 2.5 m con una sezione rastremata che, partendo da una sezione IPE300 in prossimità dei montanti, si riduce fino ad assumere una sezione IPE180 all'altra estremità. Tra le travi principali, lungo la direzione più corta in pianta, sono poste delle travi secondarie IPE180 a passo ≈ 2.0 m. La connessione tra travi secondarie e travi principali è un incastro per le travi secondarie a sbalzo mentre è una cerniera per le restanti travi secondarie. Un profilo in acciaio UPN180 è posizionato a coronamento lungo tutto il perimetro del portale con vincoli a cerniera su tutte le intersezioni con le travi principali e con le travi secondarie. Il sistema di controvento in copertura è realizzato con profili in acciaio a L 50x50x5. Gli elementi di controvento che funzionano da puntone, sono realizzati con due profili in acciaio affiancati L 50x505.

Le fondazioni sono costituite da plinti realizzati in calcestruzzo armato gettato in opera in prossimità dei montanti in acciaio. I plinti hanno una base quadrata di lato pari a 1.0 m e hanno un'altezza pari a 1.0 m. I plinti sono tra di loro collegati da cordoli realizzati in calcestruzzo armato gettato in opera con sezione trasversale quadrata di lato pari a 35 cm.



2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nell'eseguire il dimensionamento dell'opera di cui alla seguente relazione, si è fatto riferimento alle seguenti normative tecniche:

D.M. 14.01.2008

Norme Tecniche per le Costruzioni

Circ.Min. LL.PP. 24.09.88 n° 30483

Istruzioni applicative al D.M. 11.03.88

Ordinanza del Presidente
del Consiglio dei Ministri

“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative

n. 3274 del 20 Marzo 2003

tecniche per le costruzioni in zona sismica"

UNI EN 1993-1-1

Progettazione delle strutture in acciaio.
Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1993-1-5

Progettazione delle strutture in acciaio.
Parte 1.5: Elementi strutturali a piastra.

UNI EN 1993-1-8

Progettazione delle strutture in acciaio.
Parte 1.8: Progettazione dei collegamenti.

3. SOFTWARE UTILIZZATI

Il software per analisi agli elementi finite Straus7 ver. 2.3.3 è stato utilizzato per l'analisi degli elementi strutturali.

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1. CALCESTRUZZO

Calcestruzzo C25/30 con caratteristiche fisico-meccaniche così come definite nel D.M. 14.01.2008:

$R_{ck}=30 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a compressione cubica
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14.11 \text{ MPa}$	resistenza di calcolo a compressione del cls
$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.90 \text{ MPa}$	resist. caratt. cilindrica a compressione del cls
$f_{bd} = 2.25 \cdot f_{ctk0.05} / \gamma_c = 2.97 \text{ MPa}$	tensione ultima di aderenza
$f_{ctk0.05} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 0.7 \cdot (2.56) = 1.8 \text{ MPa}$	resistenza a trazione caratteristica
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo per le resistenze di lunga durata.
$\gamma_c = 1.5$	coefficiente di sicurezza

4.2. ACCIAIO PER CEMENTI ARMATI

Acciaio tipo B450C con caratteristiche fisico-meccaniche così come definite nel D.M.14.01.2008:

$f_y \text{ nom} = 450 \text{ MPa}$	valore nominale della tensione caratteristica di snervamento
$f_t \text{ nom} = 540 \text{ MPa}$	valore nominale della tensione caratteristica di rottura
$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$	tensione caratteristica di rottura
$E_s = 210000 \text{ MPa}$	modulo elastico
$\gamma_s = 1.15$	coefficiente parziale di sicurezza
$f_{yd} = 391 \text{ MPa}$	resistenza di calcolo
$g = 78.5 \text{ kN/m}^3$	peso specifico

4.3. ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE

Si utilizza acciaio di qualità S275 (Fe430) le cui caratteristiche sono (per spessori $\leq 40 \text{ mm}$):

tensione di snervamento	$f_{yk} = 275 \text{ MPa}$
tensione di rottura	$f_{tk} = 430 \text{ MPa}$

Per la verifica in campo elastico, la resistenza di calcolo dell'acciaio si assume pari a:

$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_m$ dove γ_m è il coefficiente parziale di sicurezza del materiale che assume i seguenti valori:

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_M = 1.05$
Resistenza all'instabilità delle membrane	$\gamma_M = 1.05$
Resistenza all'instabilità delle membrane di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_M = 1.10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_M = 1.25$

Si utilizzano inoltre i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

$E = 210000 \text{ MPa}$	modulo elastico
$G = E/[2 \cdot (1+n)]$	modulo di elasticità trasversale
$n = 0.3$	coefficiente di Poisson
$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$	coefficiente di espansione termica lineare
$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$	densità

5. CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Nell'ambito delle analisi svolte, in assenza di una relazione geotecnica del sito, sono stati considerati i seguenti parametri del terreno:

Modulo di elasticità del terreno per interazione terreno strutture = $KW = 0.03 \text{ N/mm}^3$

Tensione ammissibile del terreno = $q_{amm} = 0.3 \text{ MPa}$

6. ANALISI DEI CARICHI

6.1. PESI PROPRI ELEMENTI STRUTTURALI IN CALCESTRUZZO

La valutazione del peso proprio viene eseguita in ragione di 25 kN/m^3 . Nelle analisi svolte con modelli ad elementi finiti, il calcolo del peso proprio degli elementi strutturali viene svolto automaticamente dal software utilizzato.

6.2. PESI PROPRI ELEMENTI STRUTTURALI IN ACCIAIO

La valutazione del peso proprio viene eseguita in ragione di 78.5 kN/m^3 . Nelle analisi svolte con modelli ad elementi finiti, il calcolo del peso proprio degli elementi strutturali viene svolto automaticamente dal software utilizzato.

6.3. AZIONI PERMANENTI

6.3.1. COPERTURA

Peso proprio pannelli di copertura 0.4 kN/m^2

6.4. AZIONI ACCIDENTALI

6.4.1. AZIONE DELLA NEVE

Il valore del carico dovuto all'azione della neve risulta pari a:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0.8 \text{ kN/m}^2$$

Il valore del coefficiente di forma μ_i risulta pari a 0.8.

Il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo q_{sk} per ($s < 200 \text{ m}$) in zona II risulta pari a $q_{sk} = 1.0 \text{ kN/m}^2$

Si assumono i coefficienti di esposizione C_E e il coefficiente termico C_t pari a 1.

6.4.2. AZIONE DEL VENTO

L'azione del vento viene considerato come un carico superficiale uniformemente distribuito di pressione o di depressione applicato alla copertura. La pressione del vento risulta pari a:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0.391 \cdot 1.634 \cdot (\pm 1.2) \cdot 1 = \pm 0.78 \text{ kN/m}^2$$

Pressione di riferimento q_b

La pressione cinetica di riferimento q_b è data dall'espressione

$$q_b = 0.5 \rho v_b^2 = 391 \text{ N/m}^2 = 0.391 \text{ kN/m}^2$$

dove:

$\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$ densità dell'aria

$v_b = v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$ velocità di riferimento del vento per un periodo di ritorno di 50 anni

Coefficiente di esposizione c_e

Il coefficiente di esposizione c_e è funzione dell'altezza z sul suolo, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito. Essendo in zona I (Veneto), per classe di rugosità del terreno B (aree urbane), per la categoria di esposizione del sito IV si ha:

$k_r = 0.22$; $z_0 = 0.3 \text{ m}$; $z_{min} = 8 \text{ m}$.

L'altezza massima dell'edificio risulta inferiore a $z_{min} = 8 \text{ m}$, pertanto il valore del coefficiente di esposizione c_e va calcolato per un'altezza $z = z_{min} = 8 \text{ m}$:

$$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] = 1.634$$

avendo assunto il coefficiente di topografia $c_t = 1$.

Coefficiente di forma c_p e coefficiente dinamico c_d

Il coefficiente dinamico c_d viene assunto pari a 1.

Il coefficiente di forma c_p , in accordo con quanto prescritto dalla Circ.Min. LL.PP. 24.09.88 n° 30483, assume il valore ± 1.2 (tettoie piane ad un unico spiovente).

6.4.3. AZIONE SISMICA

Trattandosi di una copertura leggera, la massa della struttura in esame è tale da trascurare, in questa fase, l'azione sismica, i cui effetti risulterebbero, in prima approssimazione, inferiori a quelli provocati dall'azione del vento e della neve.

7. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche agli stati limite si considerano le seguenti combinazioni delle azioni.

Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$F_d = \sum_{j=1}^m (\gamma_{Gj} \cdot G_{kj}) + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki})$$

Combinazioni rare, impiegate per gli stati limite di esercizio (SLE):

$$F_d = \sum_{j=1}^m G_{kj} + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

Combinazioni frequenti, impiegate per gli stati limite di esercizio (SLE):

$$F_d = \sum_{j=1}^m G_{kj} + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

Combinazioni quasi permanenti, impiegate per gli stati limite di esercizio (SLE):

$$F_d = \sum_{j=1}^m G_{kj} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

G_{kj} è il valore caratteristico della j-esima azione permanente (peso proprio; permanenti portati;...)

Q_{k1} è il valore caratteristico dell'azione variabile di base per ogni combinazione

Q_{ki} è il valore caratteristico della i-esima azione variabile

E è il valore dell'azione sismica definita come la più gravosa tra le seguenti combinazioni tra le azioni sismiche orizzontali (direzioni x e y) e l'azione sismica verticale (direzione z): 1.0 EX + 0.3 EY + 0.3 EZ;
0.3 EX + 1.0 EY + 0.3 EZ; 0.3 EX + 0.3 EY + 1.0 EZ

γ_G ; γ_Q sono i coefficienti parziali

ψ_{0i} ; ψ_{1i} ; ψ_{2i} sono i coefficienti di combinazione

Per la combinazione impiegata negli stati limite ultimi (SLU), i valori dei coefficienti parziali e di modello sono riportati nelle seguenti tabelle

Azioni generiche		
	Sfavorevoli alla sicurezza	Favorevoli alla sicurezza
γ_{Gj}	1.3	1
γ_{Qi}	1.5	0

I valori dei coefficienti parziali sono riportati nella seguente tabella:

Azione variabile	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Uffici	0.7	0.5	0.3
Gradinata	0.7	0.7	0.6
Vento	0.6	0.2	0
Neve	0.5	0.2	0
Copertura	0	0	0

8. DESCRIZIONE MODELLO DI CALCOLO

Un modello di calcolo agli elementi finiti è stato utilizzato per l'analisi degli elementi strutturali secondo le azioni e le combinazioni delle azioni precedentemente descritte.

Il modello agli elementi finiti è stato realizzato col Software Straus7 ver. 2.3.3, utilizzando elementi beam (elementi trave) per montanti e travi in acciaio ed elementi truss (elementi biella che trasferiscono solo azioni assiali) per gli elementi in acciaio di controvento.

I montanti in acciaio sono stati considerati incastrati al piede. Il carico permanente portato dalla copertura così come il carico neve ed il carico vento per la copertura è stato applicato su degli elementi plate a rigidità nulla (load patch) in grado di trasferire i carichi alle travi principali ed alle travi secondarie.

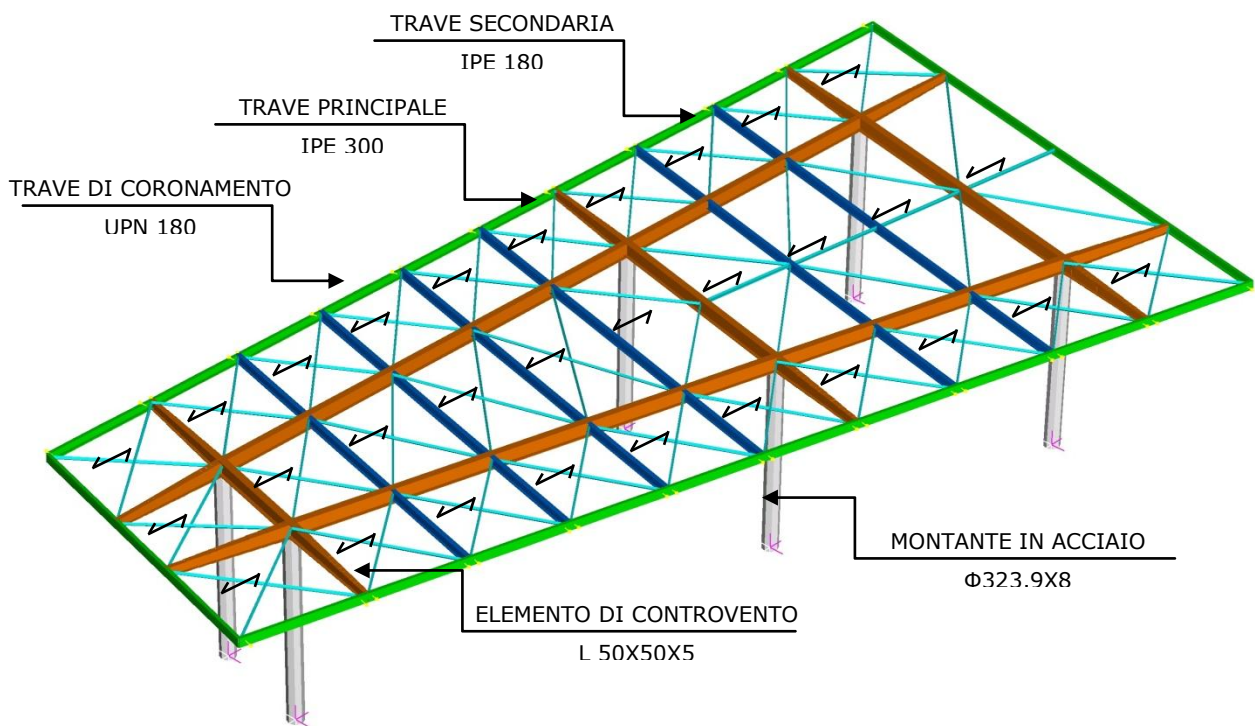


Figura 8.1 – Modello agli elementi finiti

9. VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI

Si riporta di seguito la verifica degli elementi strutturali eseguita per le massime sollecitazioni derivanti dalle combinazioni di carico precedentemente descritte.

9.1. MONTANTI IN ACCIAIO

Si riportano di seguito i massimi stress principali e di taglio dovuti alle combinazioni di carico agli SLU per i montanti in acciaio:

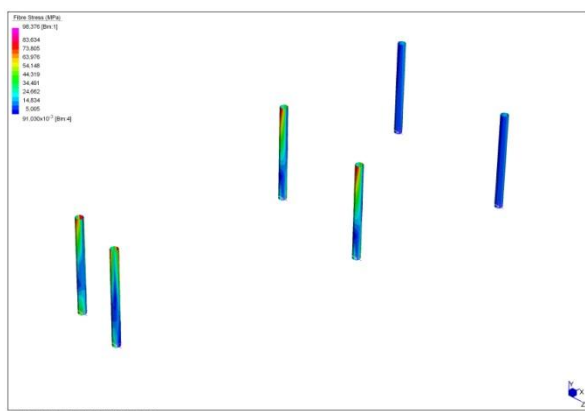


Figura 9.1 – Massimi stress principali agli SLU

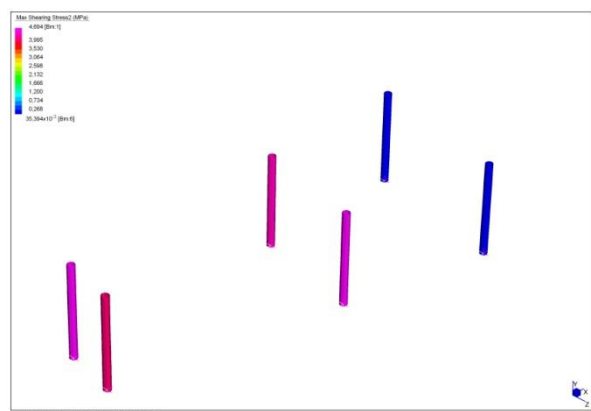


Figura 9.2 – Massimi stress di taglio agli SLU

Massimo stress principale agli SLU:

sSLU = 100 MPa

Massimo stress di taglio agli SLU:

tSLU = 5 MPa

La massima tensione sul materiale risulta quindi pari a:

$$(s2SLU + 3 \cdot t2SLU)0.5 = 100.5 \text{ MPa} < f_{yd} = f_{yk}/\gamma_m = 275/1.05 = 262 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Il Massimo spostamento orizzontale agli SLE risulta $\approx 2 \text{ mm}$

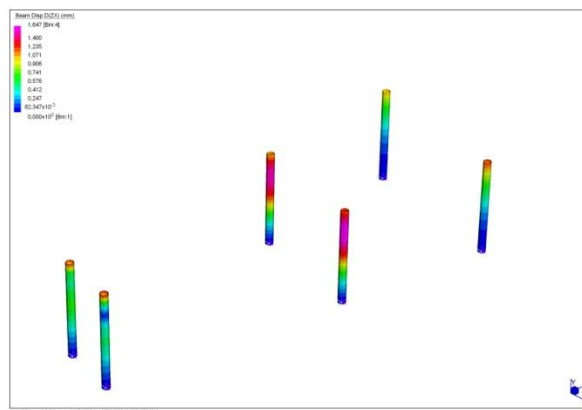


Figura 9.3 – Massimi spostamenti orizzontali agli SLE

Secondo quanto al §4.2.4.2.2 del D.M. 14.01.2008, lo spostamento orizzontale limite è $h/300$ con h = altezza della struttura.

Essendo, per l'edificio in esame, $h \approx 3500 \text{ mm}$, lo spostamento orizzontale limite risulta pari a: $3500/300 = 11.7 \text{ mm} > 2 \text{ mm} \rightarrow \text{VERIFICATO}$.

9.2. TRAVI PRINCIPALI

Si riportano di seguito i massimi stress principali e di taglio dovuti alle combinazioni di carico agli SLU per le travi principali:

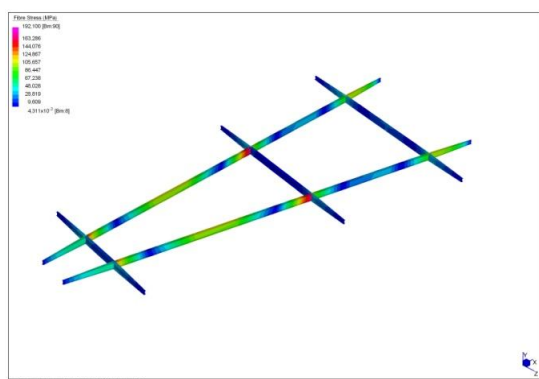


Figura 9.4 – Massimi stress principali agli SLU

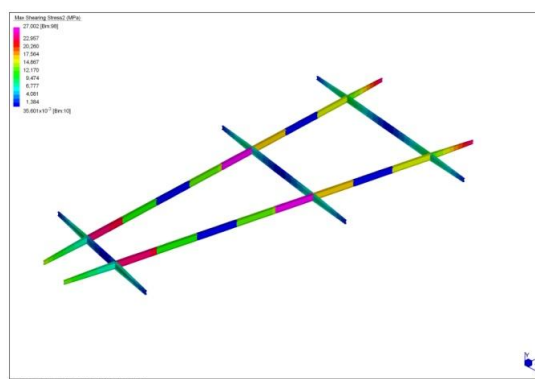


Figura 9.5 – Massimi stress di taglio agli SLU

Massimo stress principale agli SLU: $sSLU = 192 \text{ MPa}$

Massimo stress di taglio agli SLU: $tSLU = 27 \text{ MPa}$

La massima tensione sul materiale risulta quindi pari a:

$$(s2SLU + 3 \cdot t2SLU)0.5 = 202.5 \text{ MPa} < f_{yd} = f_{yk}/\gamma_m = 275/1.05 = 262 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Il Massimo spostamento orizzontale agli SLE ha i seguenti valori:

per le porzioni di trave a sbalzo, per la combinazione SLE, risulta pari a 11.68 mm;

per le porzioni di travi a sbalzo, per i carichi permanenti, risulta pari a 4.2 mm;

per le porzioni di trave incastrate, per la combinazione SLE, risulta pari a 20.3 mm;

per le porzioni di travi incastrate, per i carichi permanenti, risulta pari a 7.5 mm;

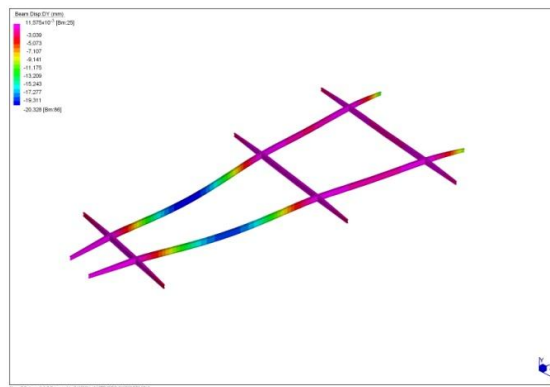


Figura 9.6 – Massimi spostamenti orizzontali agli SLE

Secondo quanto al §4.2.4.2.2 del D.M. 14.01.2008, per lo spostamento verticale si hanno i seguenti limiti:

$d_{max} < L/200$ con d_{max} spostamento finale agli SLE depurato da premonte e L = luce libera

$d_2 < L/250$ con d_2 spostamento dovuto ai carichi variabili e L = luce libera

Per le travi a sbalzo si ha quindi:

$$d_{max} = 11.68 \text{ mm} < L/200 = (2 \cdot 2500)/200 = 25.0 \text{ mm} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

$$d_2 = 4.2 \text{ mm} < L/250 = (2 \cdot 2500)/250 = 20.0 \text{ mm} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Per le travi incastrate si ha:

$$d_{max} = 20.3 \text{ mm} < L/200 = (10200)/200 = 51.0 \text{ mm} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

$$d_2 = 7.5 \text{ mm} < L/250 = (10200)/250 = 41.0 \text{ mm} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

9.3. TRAVI SECONDARIE

Si riportano di seguito i massimi stress principali e di taglio dovuti alle combinazioni di carico agli SLU per le travi secondarie:

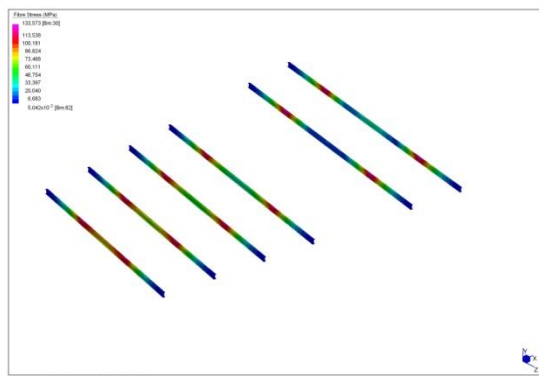


Figura 9.7 – Massimi stress principali agli SLU

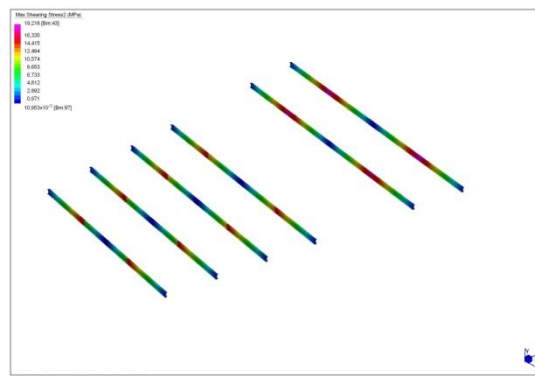


Figura 9.8 – Massimi stress di taglio agli SLU

Massimo stress principale agli SLU: $s_{SLU} = 133.6 \text{ MPa}$

Massimo stress di taglio agli SLU: $t_{SLU} = 19.2 \text{ MPa}$

La massima tensione sul materiale risulta quindi pari a:

$$(s_{SLU} + 3 \cdot t_{SLU})0.5 = 138.0 \text{ MPa} < f_{yd} = f_{yk}/\gamma_m = 275/1.05 = 262 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

9.4. TRAVI DI CORONAMENTO

Si riportano di seguito i massimi stress principali e di taglio dovuti alle combinazioni di carico agli SLU per le travi di coronamento:

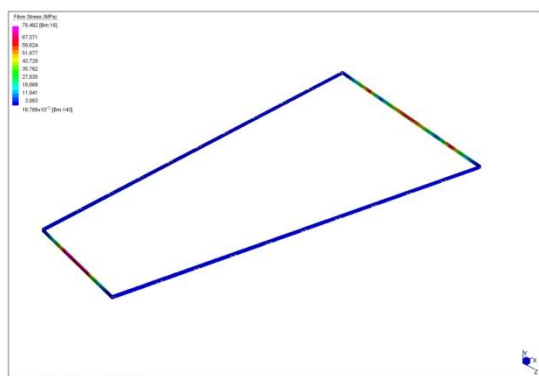


Figura 9.9 – Massimi stress principali agli SLU

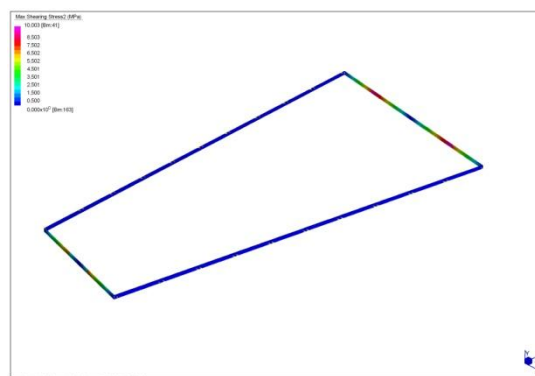


Figura 9.10 – Massimi stress di taglio agli SLU

Massimo stress principale agli SLU: $s_{SLU} = 79.5 \text{ MPa}$

Massimo stress di taglio agli SLU: $t_{SLU} = 10 \text{ MPa}$

La massima tensione sul materiale risulta quindi pari a:

$$(s_{SLU} + 3 \cdot t_{SLU})0.5 = 81.5 \text{ MPa} < f_{yd} = f_{yk}/\gamma_m = 275/1.05 = 262 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

9.5. ELEMENTI DI CONTROVENTO

Si riportano di seguito i massimi stress principali dovuti alle combinazioni di carico agli SLU per gli elementi di controvento:

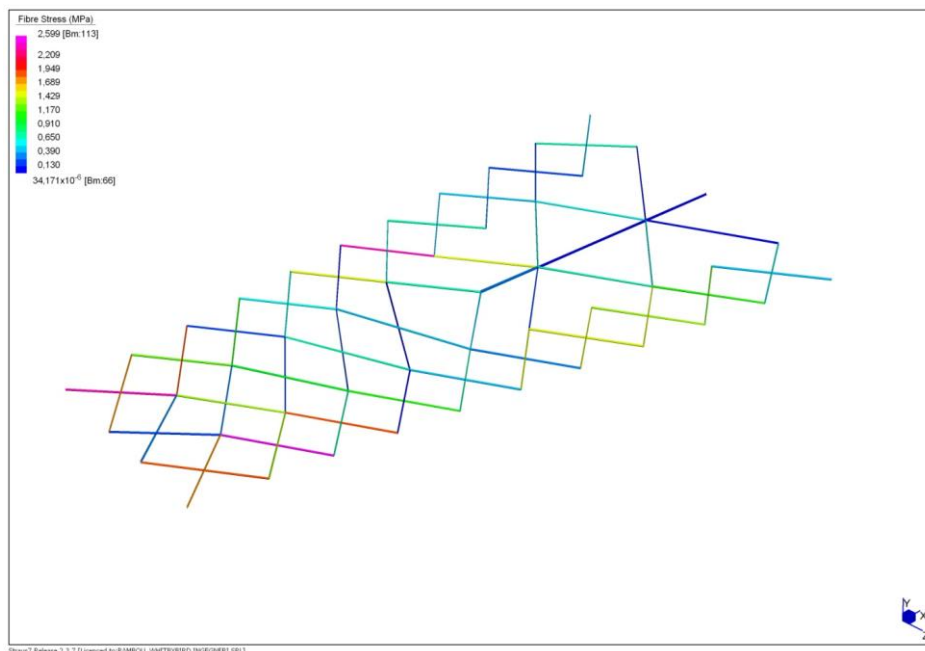


Figura 9.11 – Massimi stress principali agli SLU

Massimo stress principale agli SLU:

$$s_{SLU} = 2.6 \text{ MPa} < f_{yd} = f_{yk}/\gamma_m = 275/1.05 = 262 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

9.6. VERIFICA PRESSIONI IN FONDAZIONE

Il massimo scarico a terra per le combinazioni agli SLE vale $R_{max} \approx 120 \text{ kN}$.

L'area del plinto di fondazione è pari a $A_{plinto} = 1\text{m} \times 1\text{m} = 1 \text{ m}^2$.

La pressione in fondazione risulta quindi pari a:

$$sterreno, SLE = R_{max} / A_{plinto} = 120 \text{ kN/m}^2 = 0.12 \text{ MPa}$$

La pressione esercitata sul terreno risulta quindi inferiore al carico limite del terreno stesso:

$$sterreno, SLE < \gamma_{amm} = 0.3 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICATO.}$$