

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
Posto centrale di comando: relazione tecnica e di calcolo

CONCORRENTE
ATI:

SOVECO
COSTRUZIONI SPA

**CONSORZIO COOPERATIVE COSTRUZIONI
CCC**
Società cooperativa

MAZZI
Impresa Generale Costruzioni
S.p.A.

APTS
Advanced Public
Transport Systems bv

ALPIQ
Alpiq InTec Verona S.p.A.

**Balfour Beatty
Rail**

SCALA -
RIF. N° PD 00202 RS02A_Cop
ALLEGATO N° **PD 00202 RS02A**

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. INTRODUZIONE	2
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.....	6
4.3. ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE	6
5. ANALISI DEI CARICHI	7
5.1. PESI PROPRI ELEMENTI STRUTTURALI IN CALCESTRUZZO	7
5.2. PESI PROPRI ELEMENTI STRUTTURALI IN ACCIAIO.....	7
5.3. AZIONI PERMANENTI.....	7
5.3.1. SOLAIO DI COPERTURA.....	7
5.3.2. FACCIATA VETRATA	7
5.3.3. SOLAIO IN C.A.	7
5.4. AZIONI ACCIDENTALI	8
5.4.1. SOLAIO IN C.A.	8
5.4.2. AZIONE DELLA NEVE	8
5.4.3. AZIONE DEL VENTO	8
5.4.4. AZIONE SISMICA	9
6. DESCRIZIONE MODELLO DI CALCOLO	13
7. VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI	14
7.1. MONTANTI IN ACCIAIO.....	14
7.2. TRAVI PRINCIPALI	15
7.3. TRAVI SECONDARIE	17
7.4. ELEMENTI DI CONTROVENTO	18
7.5. SOLETTA IN C.A.	18

1. INTRODUZIONE

1.1. GENERALE

Nella presente relazione si riportano le verifiche preliminari relative alla struttura del posto centrale di comando, inserito nel progetto del centro servizi per il nuovo filobus di Verona. L'edificio oggetto della presente relazione di calcolo, è situato sulla copertura del Blocco B, così come identificato nel progetto di gara.

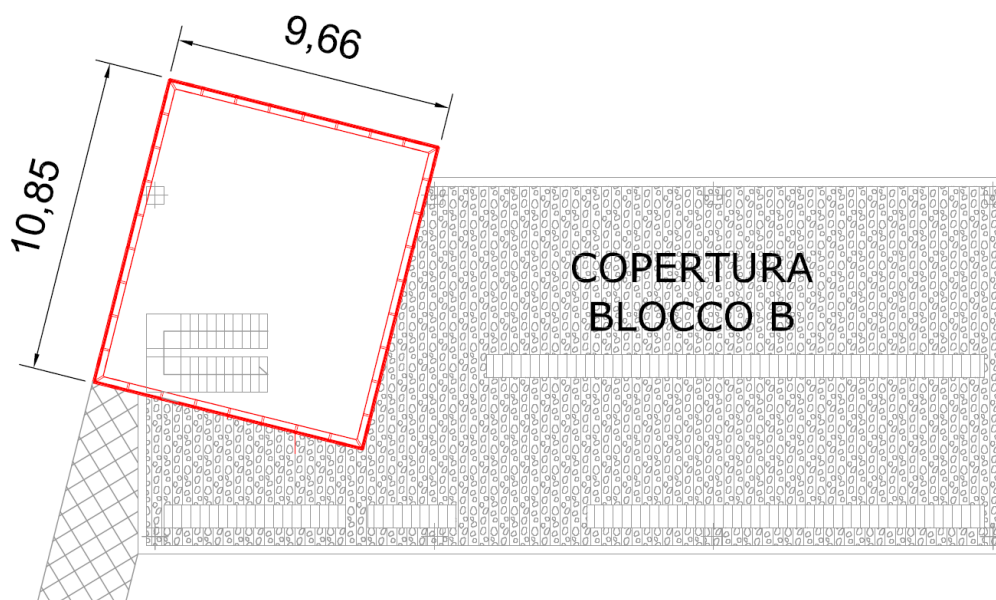


Figura 1.1 – Pianta posto centrale di comando

La struttura in esame è appoggiata alla copertura del blocco B e presenta una parte a sbalzo. Le strutture portanti verticali, così come quelle di copertura, sono realizzate tramite l'utilizzo di elementi in acciaio. Il solaio è realizzato in calcestruzzo armato gettato in opera di spessore pari a 30 cm. Il solaio di copertura è realizzato utilizzando pannelli sandwich. La chiusura verticale è realizzata mediante facciata vetrata sostenuta da telai realizzati con profili in alluminio.

La struttura portante è costituita da telai, disposti nelle due direzioni principali in pianta, costituiti da: Montanti realizzati con profili in acciaio IPE 240 a passo 2.4 m. I montanti d'angolo sono realizzati con sezioni quadrate cave in acciaio 120x120x5 mm.

Le travi principali di copertura sono realizzate con profili in acciaio IPE 240 con passo 2.4 m.

Le travi secondarie di copertura sono realizzate con profili in acciaio IPE 160 a passo 2.4 m, intervallate alle travi principali.

Gli elementi di controvento sono realizzati con profili in acciaio a L 50x50x5 mm.

I puntoni di controvento sono realizzati con due profili in acciaio L 50x50x5 mm affiancati.

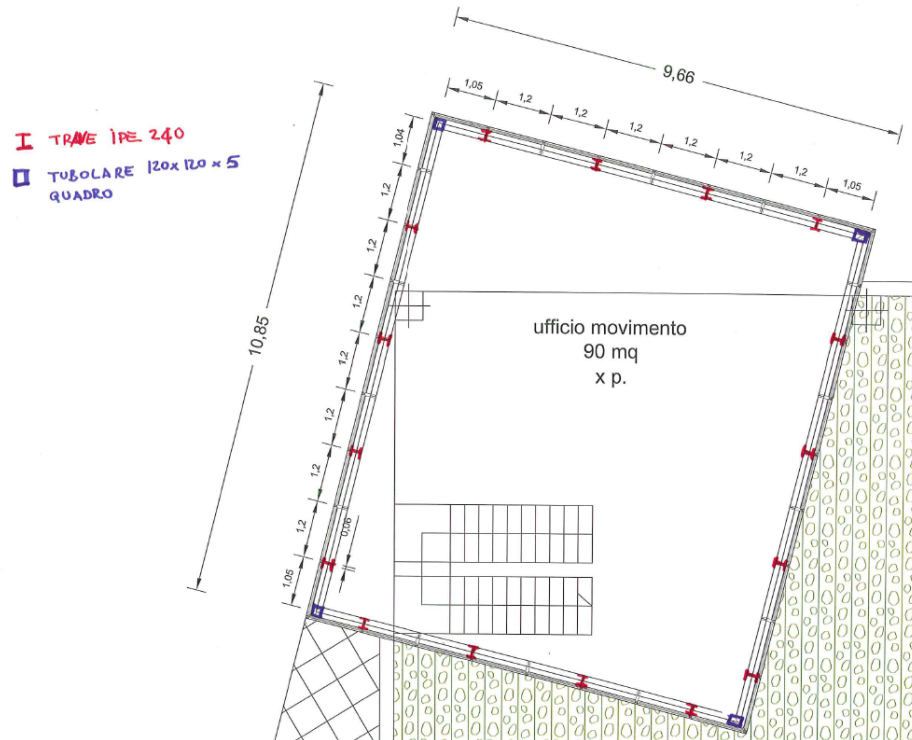


Figura 1.2 – Pianta elementi strutturali verticali

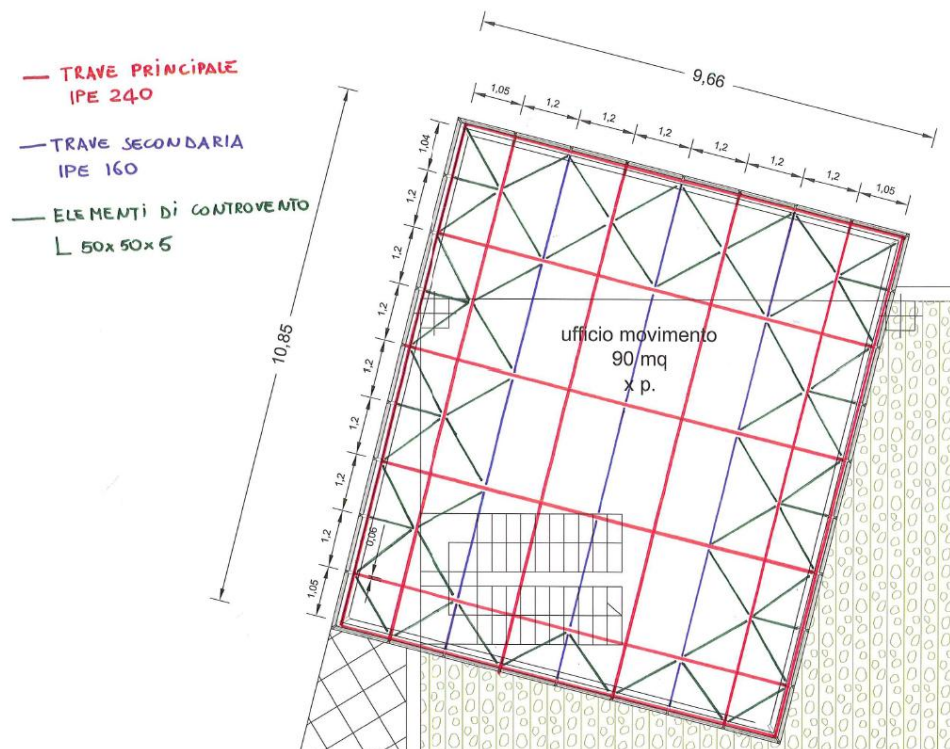


Figura 1.3 – Pianta strutturale di copertura

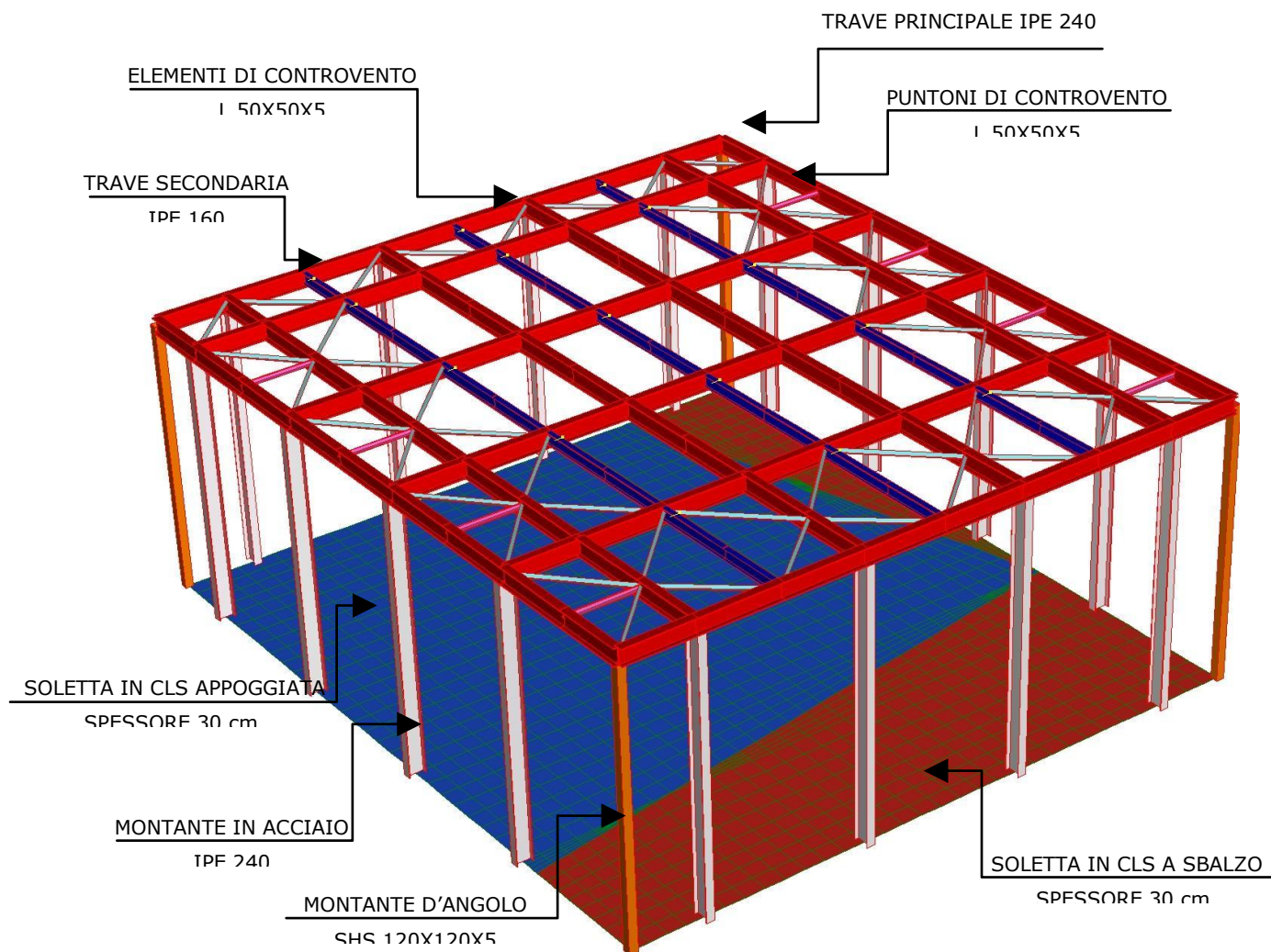


Figura 1.4 – Vista 3D del modello agli elementi finiti

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

"Primi elementi in materia di criteri generali per la

del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003	classificazione sismica del territorio nazionale e di normative 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.

Il software VCASLU (sviluppato dall'Università degli studi di Brescia) ed alcuni fogli elettronici sviluppati da Ramboll Italia sono stati utilizzati per la verifica della soletta in calcestruzzo armato.

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. ANALISI DEI CARICHI

5.1. PESI PROPRI ELEMENTI STRUTTURALI IN CALCESTRUZZO

La valutazione del peso proprio viene eseguita in ragione di 25 kN/m³. Nelle analisi svolte con modelli ad elementi finiti, il calcolo del peso proprio degli elementi strutturali viene svolto automaticamente dal software utilizzato.

5.2. PESI PROPRI ELEMENTI STRUTTURALI IN ACCIAIO

La valutazione del peso proprio viene eseguita in ragione di 78.5 kN/m³. Nelle analisi svolte con modelli ad elementi finiti, il calcolo del peso proprio degli elementi strutturali viene svolto automaticamente dal software utilizzato.

5.3. AZIONI PERMANENTI

5.3.1. SOLAIO DI COPERTURA

Peso proprio pannelli sandwich di copertura 0.4 kN/m²

5.3.2. FACCIATA VETRATA

La facciata vetrata viene considerata completamente appesa alle travi perimetrali in acciaio della copertura ed applicata quindi, a queste, come un carico uniforme linearmente distribuito. Nel calcolare l'entità di tale carico si sono fatte le seguenti assunzioni:

Altezza facciata in vetro = 4.0 m

Spessore totale elementi vetrati = 24 mm

Densità del vetro = 25 kN/m³

Peso dovuto ai profili in alluminio di facciata = 30% del peso dei vetri.

Sotto tali ipotesi, il peso della facciata vetrata è stato calcolato come segue:

$$1.3 \cdot (25 \cdot 24 \cdot 10^{-3} \cdot 4.0) \approx 3.5 \text{ kN/m}$$

5.3.3. SOLAIO IN C.A.

- Carichi permanenti da finitura solaio 2 kN/m²

5.4. AZIONI ACCIDENTALI

5.4.1. SOLAIO IN C.A.

- Carico accidentale 2.0 kN/m^2

5.4.2. AZIONE DELLA NEVE

L'azione della neve viene esercitata solo sul solaio di copertura ed il valore del carico applicato 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 ($s_s < 200 \text{ m}$) 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.

5.4.3. AZIONE DEL VENTO

Il vento viene considerando spirante nelle due direzioni principali in pianta dell'edificio e in entrambe le direzioni non contemporaneamente, in modo da determinare le più gravose sollecitazioni dovute alla sua azione. La pressione del vento risulta pari a:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0.391 \cdot 1.91 \cdot 0.8 \cdot 1 = 0.60 \text{ kN/m}^2 \text{ per pareti sopravento con } z=13\text{m}$$

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0.391 \cdot 1.91 \cdot (-0.4) \cdot 1 = -0.30 \text{ kN/m}^2 \text{ per pareti sottovento con } z=13\text{m}$$

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0.391 \cdot 1.91 \cdot (-0.4) \cdot 1 = -0.30 \text{ kN/m}^2 \text{ per la copertura}$$

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:

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

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

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:

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

Considerando a favore di sicurezza il valore di vento che si ha nel punto più alto dell'edificio in esame e considerando che la massima altezza dell'edificio sia pari a $z_{max} = 12.0 \text{ m}$ si ha:

$$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] = 1.91 \text{ per } z=12.0 \text{ m}$$

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 i seguenti valori:

$c_p = +0.8$ per pareti sopravento

$c_p = -0.4$ per pareti sottovento

$c_p = -0.4$ per la copertura

5.4.4. AZIONE SISMICA

Secondo quanto descritto del §2 del D.M. 14.01.2008 la classe d'uso dell'edificio in esame viene definita come segue:

Vita nominale $V_N \geq 50$ anni

Classe d'uso II (vedi §C.2.4.2 Circ.Min. LL.PP. 24.09.88 n° 30483)

Coefficiente d'uso $C_U = 1.0$

Periodo di riferimento dell'azione sismica: $V_R \geq V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.0 = 50$ anni

I parametri sismici del sito oggetto dell'intervento sono i seguenti:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,041	2,508	0,236
SLD	50	0,056	2,517	0,246
SLV	475	0,157	2,431	0,276
SLC	975	0,203	2,470	0,280

Figura 5.1 – Parametri sismici

Gli spettri di risposta elastica associati ai vari stati limite, per il sito oggetto dell'intervento, sono i seguenti:

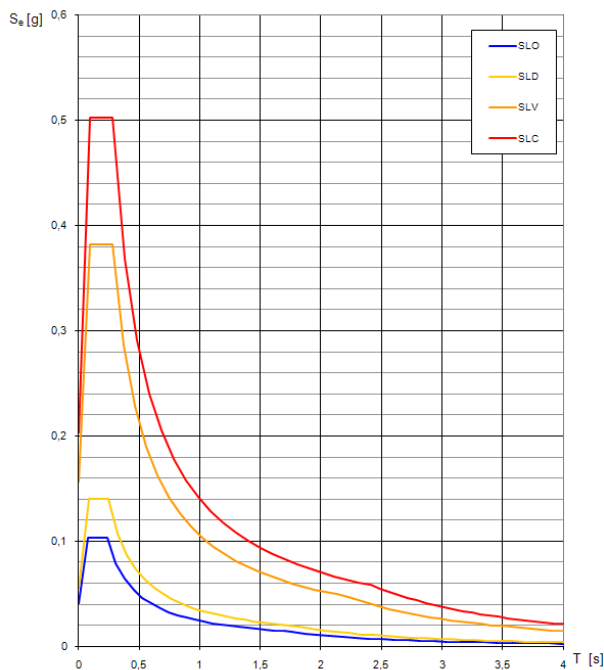


Figura 5.2 – Spettri di risposta elastici

Per la determinazione degli spettri di progetto per i vari stati limite agli SLU si assumono i seguenti parametri:

Categoria del sottosuolo = C

Categoria topografica = T1

Classe di duttilità = CDB (classe di duttilità bassa)

Fattore di struttura per le componenti orizzontali: $q = q_0 \cdot K_R$

$K_R = 1.0$ (edificio regolare in altezza)

$q_0 = 4.0$ (strutture intelaiate con classe di duttilità bassa CDB)

Fattore di struttura per le componenti verticali: $q = 1.5$

Per il dimensionamento e la verifica di resistenza degli elementi strutturali, lo stato limite da considerarsi, essendo l'edificio in esame di classe II, è lo stato limite di vita (SLV):

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_q	0,157 g
F_0	2,431
T_C^*	0,276 s
S_S	1,471
C_C	1,605
S_T	1,000
q	4,000

Parametri dipendenti

S	1,471
η	0,250
T_B	0,148 s
T_C	0,444 s
T_D	2,228 s

Figura 5.3

Parametri dello spettro di risposta orizzontale
per lo SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{qv}	0,084 g
S_S	1,000
S_T	1,000
q	1,500
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	1,300
S	1,000
η	0,667

Figura 5.4

Parametri dello spettro di risposta verticale
per lo SLV

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

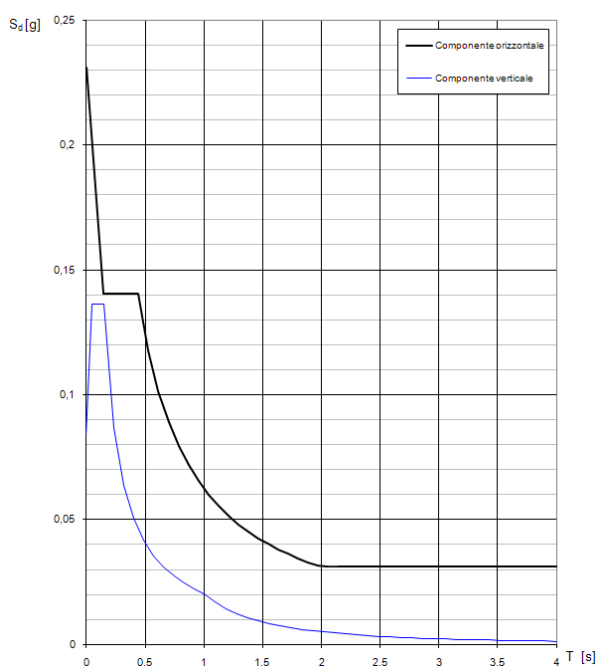


Figura 5.5 - Spettri di risposta orizzontale e verticale per lo SLV

Il valore dell'azione sismica è stato calcolato tramite un'analisi lineare statica. Il periodo del primo modo di vibrare, calcolato in modo analitico, ha il seguente valore:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} = 0.05 \cdot 133^{3/4} = 0.58 \text{ s} < \min(2.5 \cdot T_C ; T_D) \text{ con:}$$

$C_1 = 0.085$ per struttura a telaio in acciaio

H = altezza dell'edificio in metri a partire dal piano di fondazione = 13 m

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):

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

Combinazione sismica:

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

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

6. 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, elementi plate/shell (elementi piastra) per la soletta in calcestruzzo armato 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 sulla soletta in calcestruzzo armato. Tutti i nodi dei telai costituiti da montanti in acciaio e travi principali sono stati considerati degli incastri. I nodi tra travi secondarie e travi principali sono stati considerati come cerniere in modo da consentire le rotazioni nel piano principale della trave secondaria. Il carico vento agente sulla facciata è stato applicato su degli elementi plate a rigidezza nulla (load patch) in grado di trasferire il carico vento ai montanti in acciaio e alle travi principali perimetrali di copertura. Anche 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 rigidezza nulla (load patch) in grado di trasferire i carichi alle travi principali ed alle travi secondarie poste ad interasse minore (1.2 m).

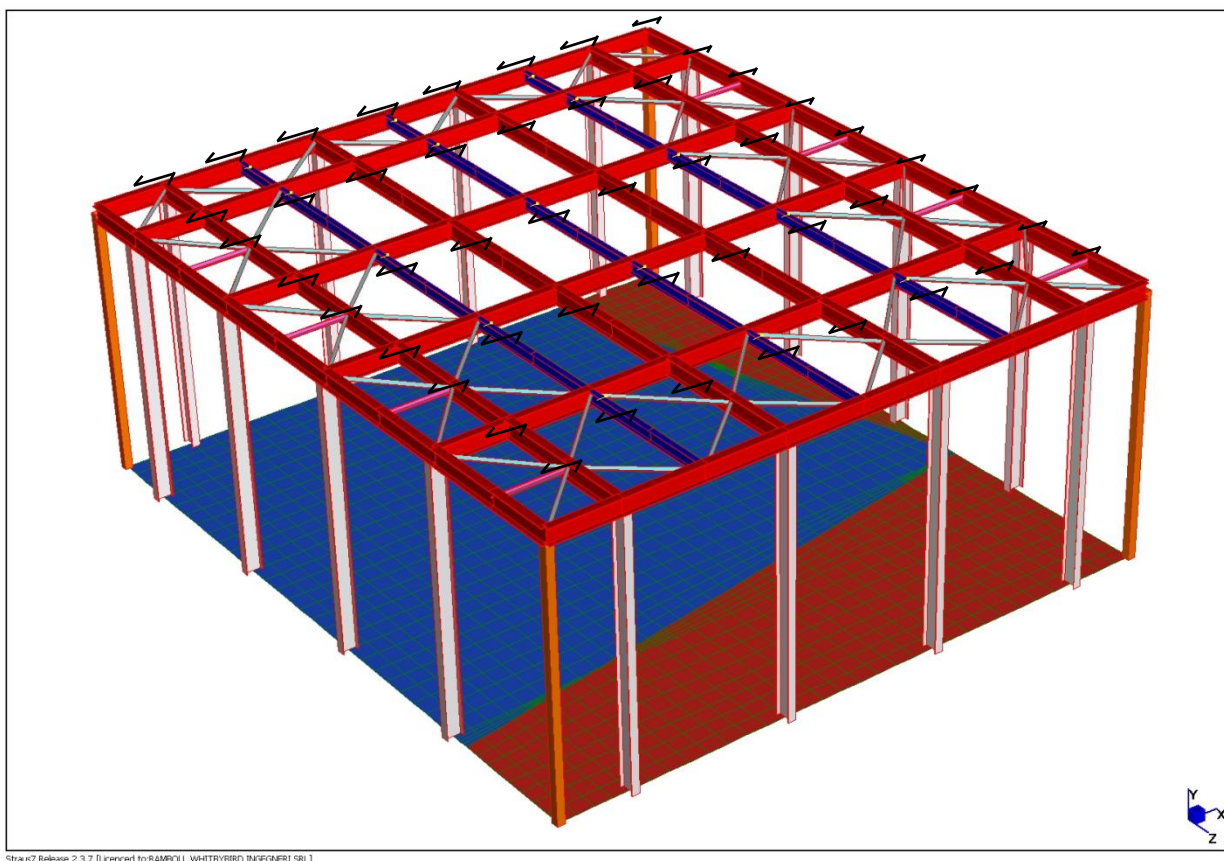


Figura 6.1 – Modello agli elementi finiti

7. VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI

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

7.1. 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:

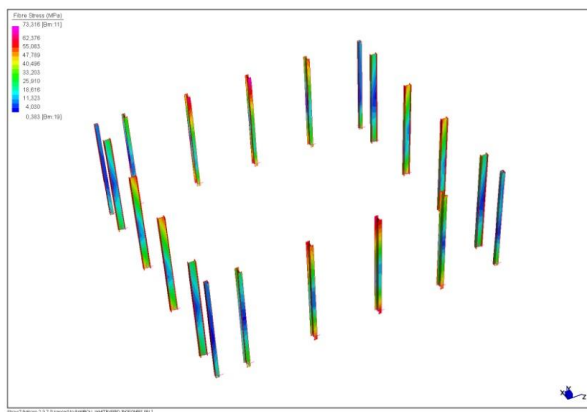


Figura 7.1 – Massimi stress principali agli SLU

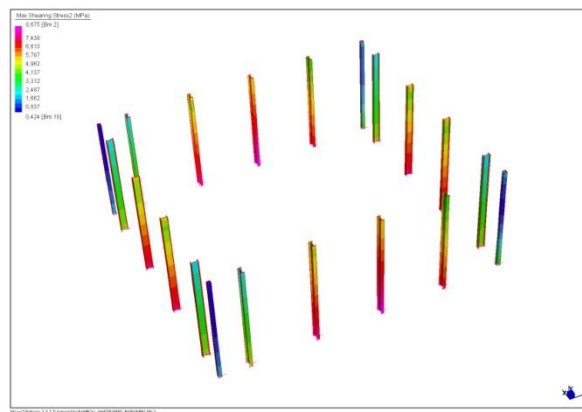


Figura 7.2 – Massimi stress di taglio agli SLU

Massimo stress principale agli SLU: $s_{SLU} = 74 \text{ MPa}$

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

La massima tensione sul materiale risulta quindi pari a:

$$(s_{SLU} + 3 \cdot t_{SLU}) \cdot 0.5 = 76 \text{ MPa} < f_{yd} = f_{yk}/\gamma_m = 275/1.05 = 262 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Il Massimo spostamento orizzontale agli SLE risulta pari a 3 mm

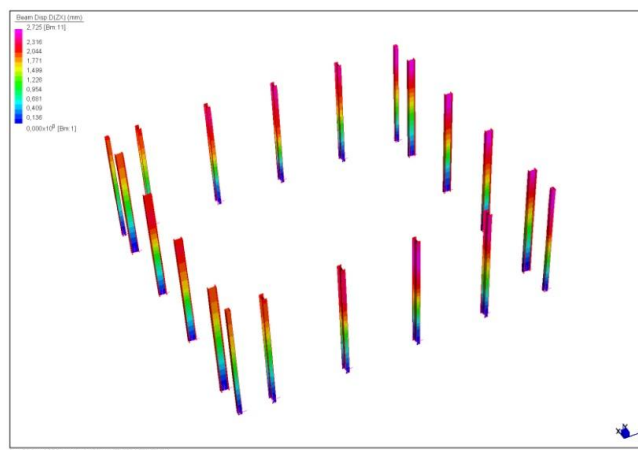


Figura 7.3 – Massimi spostamenti orizzontali agli SLE

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, $h = 4000 \text{ mm}$, lo spostamento orizzontale limite risulta pari a: $40000/300 = 13.3 \text{ mm} > 3 \text{ mm} \rightarrow \text{VERIFICATO}$.

7.2. TRAVI PRINCIPALI

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

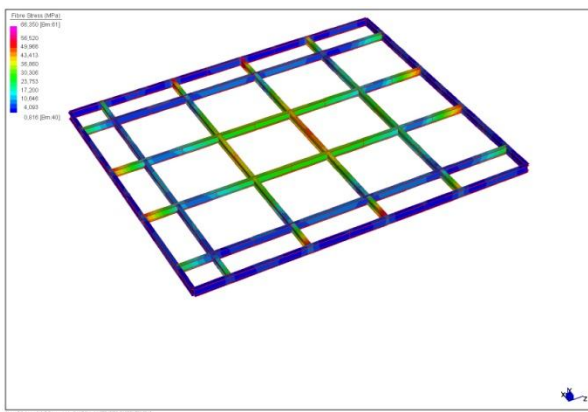


Figura 7.4 – Massimi stress principali agli SLU

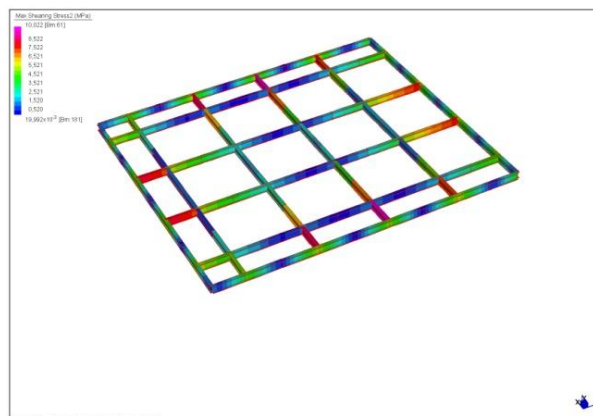


Figura 7.5 – Massimi stress di taglio agli SLU

Massimo stress principale agli SLU: $s_{SLU} = 67 \text{ MPa}$

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

La massima tensione sul materiale risulta quindi pari a:

$$(s_{2SLU} + 3 \cdot t_{2SLU})0.5 = 69.2 \text{ MPa} < f_{yd} = f_{yk}/\gamma_m = 275/1.05 = 262 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Il Massimo spostamento orizzontale agli SLE risulta pari a 9.5 mm

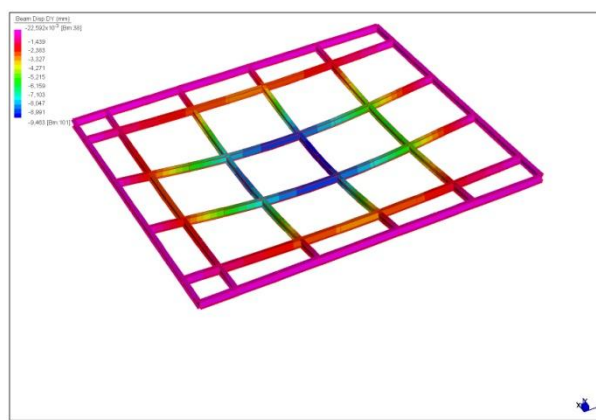


Figura 7.6 – Massimi spostamenti orizzontali agli SLE

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 premonete e L = luce libera

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

Si ha quindi:

$$d_{max} = 9.5 \text{ mm} < L/200 = 9660/200 = 48.3 \text{ mm} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

$$d_2 = 6.2 \text{ mm} < L/250 = 9660/250 = 38.6 \text{ mm} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

7.3. TRAVI SECONDARIE

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

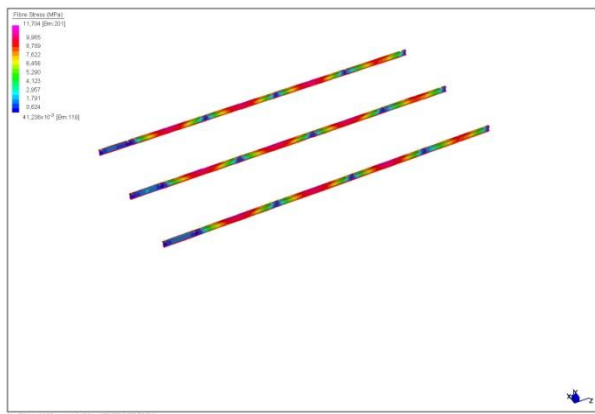


Figura 7.7 – Massimi stress principali agli SLU

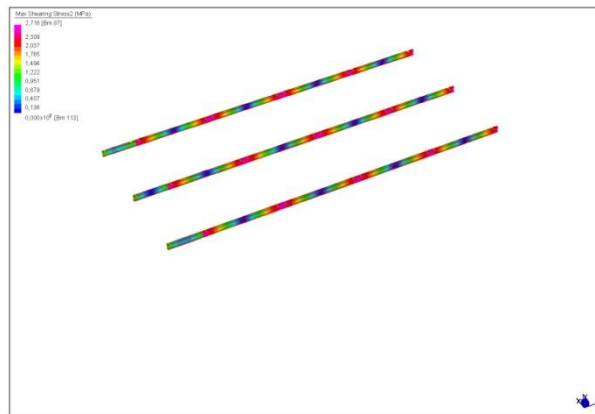


Figura 7.8 – Massimi stress di taglio agli SLU

Massimo stress principale agli SLU: $s_{SLU} = 12 \text{ MPa}$

Massimo stress di taglio agli SLU: $t_{SLU} = 3 \text{ MPa}$

La massima tensione sul materiale risulta quindi pari a:

$$(s_{SLU} + 3 \cdot t_{SLU})^{0.5} = 13 \text{ MPa} < f_{yd} = f_{yk}/\gamma_m = 275/1.05 = 262 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Il Massimo spostamento orizzontale agli SLE risulta pari a 9.5 mm

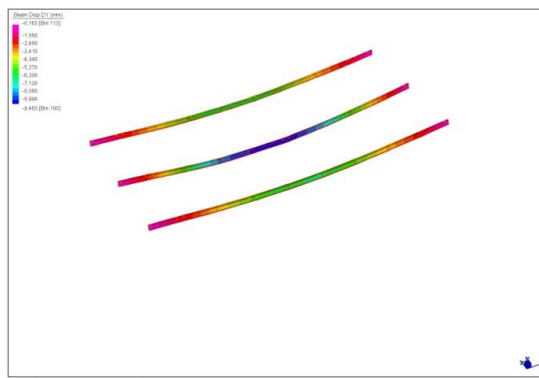


Figura 7.9 – Massimi spostamenti orizzontali agli SLE

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 premonete e L = luce libera

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

Si ha quindi:

$$d_{max} = 9.5 \text{ mm} < L/200 = 10850/200 = 54 \text{ mm} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

$$d_2 = 6.2 \text{ mm} < L/250 = 10850/250 = 43 \text{ mm} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

7.4. ELEMENTI DI CONTROVENTO

Si riportano di seguito i massimi stress principali dovuti alle combinazioni di carico agli SLU:

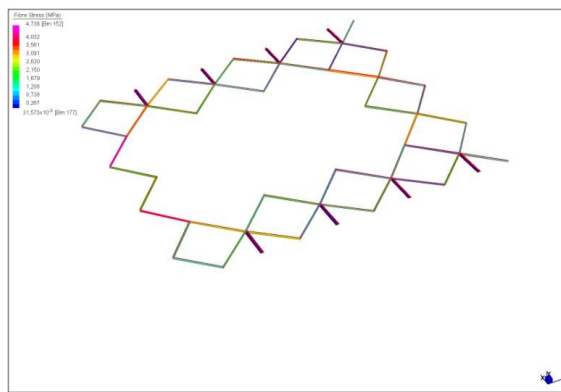


Figura 7.10 – Massimi stress principali agli SLU

Massimo stress principale agli SLU:

$$s_{SLU} = 5 \text{ MPa} < f_{yd} = f_{yk}/\gamma_m = 275/1.05 = 262 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

7.5. SOLETTA IN C.A.

Si riporta di seguito il massimo momento flettente agli SLU: $M_{Ed,SLU} \approx 100 \text{ kNm/m}$

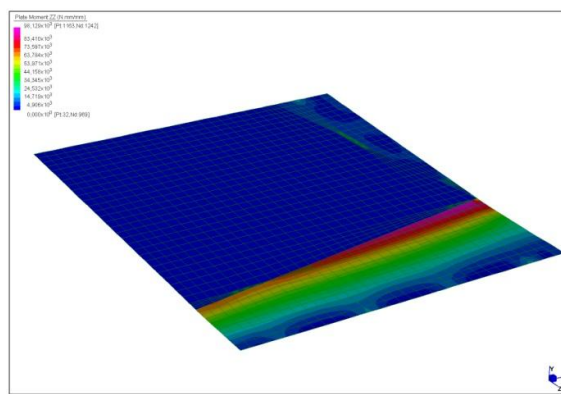


Figura 7.11 – Massimo momento flettente agli SLU

Considerando una porzione di soletta larga 1 m si ha quindi $M_{Ed,SLU} = 100 \text{ kNm}$.

Armando la soletta con una rete elettrosaldata $\Phi 10/20 \times 20$ sia superiormente che inferiormente ed introducendo un'armatura aggiuntiva superiormente pari a $1\Phi 16/20$ si ottiene un momento resistente pari a: $M_{Rd} = 118.6 \text{ kNm} < M_{Ed,SLU} = 100 \text{ kNm} \rightarrow \text{VERIFICATO}$.

Verifica C.A. S.L.U. - File: soletta

Titolo: Soletta in C.A.

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	11.97	3
2	3.93	27

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N: Centro Baricentro c/s

Coord. [cm]: xN [] yN []

Tipo calcestruzzo: Acciaio snervato

Materiali: B450C C25/30

F_{yk} 0.75 f_{yk} 2 f_{yk} 14.17 N/mm^2

f_{yk} 391.3 N/mm^2 f_{yk} 3.5 N/mm^2

E_s/E_c 15 $f_{ct,ed}/f_{ct}$ 0.8 f_{ct} 1.957 N/mm^2

$f_{yk,adm}$ 255 N/mm^2 $f_{ct,adm}$ 9.75 N/mm^2

$\sigma_{s,ed}$ 1.829 N/mm^2 σ_{s} 14.17 N/mm^2

σ_{s} 391.3 N/mm^2 σ_{s} 3.5 N/mm^2

σ_{s} 22.38 N/mm^2 σ_{s} 3.5 N/mm^2

σ_{s} 3.651 N/mm^2 σ_{s} 0.1352 N/mm^2

σ_{s} 0.7 N/mm^2

M_{ed} 118.6 kNm

Tipo Sezione: Rettangolare

Calcola MEd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Figura 7.12 – Momento resistente

Il massimo spostamento verticale della soletta agli SLE risulta pari a: $d_{MAX} = 3 \text{ mm}$

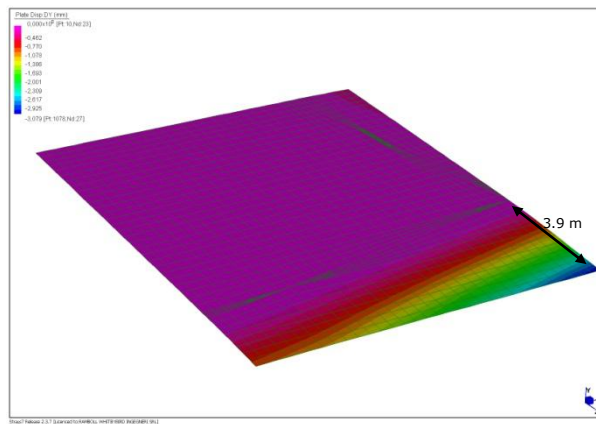


Figura 7.13 – Momento resistente

La massima lunghezza della porzione di soletta a sbalzo è pari a $L = 3.9 \text{ m}$ e quindi la luce libera di inflessione è pari a: $L_0 = 2 \cdot L \approx 8.0 \text{ m}$.

Il limite massimo di spostamento verticale è pari a:

$$d_{lim} = L_0/250 = 8000/250 = 32 \text{ mm} > d_{MAX} = 3 \text{ mm} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Per la salvaguardia degli elementi vetrati di facciata gravanti sulla soletta, è stato comunque necessario dimensionare la soletta in modo da limitare il massimo spostamento verticale a valori inferiori a 10 mm.