



COMUNE DI MONZA
PROVINCIA DI MONZA E BRIANZA
Settore Mobilità, Viabilità, Reti

SOTTOPASSO CICLOPEDONALE VIA DE
MARCHI/EINSTEIN FERMATA MONZA EST

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO COPERTURE IN ACCIAIO

TAVOLA:
CL_002_00

DATA:
NOVEMBRE 2018

SCALA:
-

nome_file :

MB_SLDE_CL_002_D_00.DWG

R.T.P.



Il Responsabile
(Dott. Ing. V. Aiello)
ALBO PROVINCIALE INGEGNERI VERONA
iscrizione N° 1553

MiTo ingegneria srl

Geologo Dr. Nucci Enrico

Dott. Ing. Vito Aiello

Dott. Ing. Giulia Melchiori

II R.U.P.

Arch. Luciana Rigaglia

INDICE

1.	INTRODUZIONE.....	3
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3.	CRITERI DI CALCOLO	5
3.1.	CRITERI E DEFINIZIONE DELL' AZIONE SISMICA.....	5
3.2.	COMBINAZIONI DI CARICO.....	6
3.2.1.	Combinazioni per la verifica allo SLU	6
3.2.2.	Combinazioni per la verifica allo SLE.....	6
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	7
4.1.	ACCIAIO PER CARPENTERIA.....	7
4.2.	BULLONI	7
5.	PARAMETRI SISMICI.....	8
6.	SEZIONI DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	14
7.	ANALISI DEI CARICHI.....	16
7.1.	PESO PROPRIO STRUTTURE E PESO PERMANENTE.....	16
7.2.	SOVRACCARICO ACCIDENTALE	16
7.3.	NEVE.....	16
7.4.	VENTO	17
7.5.	AZIONI SISMICHE.....	17
8.	VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E DI ESERCIZIO	18
8.1.	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	18
8.2.	RESISTENZA ELEMENTI IN ACCIAIO	18
9.	VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E IN ESERCIZIO	20
9.1.	LAMIERA GRECATA	20
9.2.	ARCARECCI.....	21
9.3.	TRAVI.....	22
9.4.	COLONNE	23

R. T. P.



MiTo ingegneria srl

Geologo Dr. Nucci Enrico

Ing. Melchiori Giulia

1. INTRODUZIONE

La presente relazione è relativa al calcolo delle strutture in acciaio facenti parte dell'opera per la "Costruzione del sottopasso ciclopedonale Via De Marchi – Einstein – fermata ferroviaria Monza Est – Parco" finalizzato ad esperire la gara tramite appalto integrato ai sensi dell'art. 59 c 1-bis del D.Lgs 50/2016 e s.m.i., così come risulta dalla Determina Dirigenziale n. 1514 del 28/6/2018.

L'intervento consentirà la realizzazione di un sottopasso pedonale da realizzare tra le Vie De Marchi – Confalonieri e le Vie Molino San Michele – Einstein per sottopassare il tracciato ferroviario che si sviluppa a nord-ovest della città, parallelamente all'asse urbano della Via Lecco, nelle immediate adiacenze del Parco di Monza e per potere quindi consentire il transito pedonale tra le due vie.

In particolare si riporta nel presente documento il dimensionamento e la verifica dei profili metallici necessari per la realizzazione della struttura di copertura, per la quale si prevede l'utilizzo di:

- tubolari di diametro 139.7mm e spessore 10mm per le colonne;
- IPE 200 per le travi;
- HEA160 per gli arcarecci;
- lamiera grecata tipo A55/P 600 di spessore 06mm.

L'analisi strutturale viene effettuata analiticamente su modelli semplificati.

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di una struttura fuori terra con applicazione del D. M. Min. II. TT. del 17 gennaio 2018 – Norme tecniche per le costruzioni.

L'opera, ubicata nel Comune di Monza (MB), ricade in zona sismica: verranno pertanto considerate anche le azioni derivanti dall'analisi sismica, secondo quanto previsto dal D.M. 17/01/18.

2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1: Regole generali e regole per edifici”;
- UNI EN 1993-5 (Eurocodice 3) – Maggio 2007: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 5: Pali e Palancole”;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- D. M. Min. II. TT. del 17 gennaio 2018 – Norme tecniche per le costruzioni.

3. CRITERI DI CALCOLO

Il calcolo strutturale viene svolto adottando l'approccio strutturale 1 attraverso un'analisi analitica dei singoli elementi costituenti la struttura.

3.1. Criteri e definizione dell'azione sismica

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti della norma.

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali.

Per la definizione dell'azione sismica occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 100 anni. La classe d'uso assunta è la IV.

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso, vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 200 \text{ anni}$$

Il valore di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, è:

$$P_{VR}(SLV) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni vale:

$$T_R(SLV) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{VR})} = 1898 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T^*_c .

a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

F_0 → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*_c → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

S → coefficiente comprensivo di effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t).

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per le accelerazioni sismiche massime attese.

3.2. Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto dalle N.T.C..

3.2.1. Combinazioni per la verifica allo SLU

Ai fini delle verifiche degli stati limiti ultimi si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limiti ultimi SLU:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limiti ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

3.2.2. Combinazioni per la verifica allo SLE

Ai fini delle verifiche degli stati limiti di esercizio si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Quasi permanente $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$
- Frequente $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$
- Rara $\Rightarrow G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sottoelencati materiali:

4.1. Acciaio per carpenteria

Per l'acciaio da carpenteria si prescrive l'adozione di acciaio S275 JR caratterizzato dai seguenti valori di resistenza e deformazione:

- $f_{yk} \geq f_{y,nom} = 275 \text{ N/mm}^2$ (per $t \leq 40\text{mm}$)
- $f_{tk} \geq f_{t,nom} = 430 \text{ N/mm}^2$ (per $t \leq 40\text{mm}$)
- $\rho = 78.5 \text{ kN/m}^3$
- $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$

4.2. Bulloni

Bulloni classe 8.8 dalle seguenti proprietà meccaniche:

- Tensione di snervamento: $f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di rottura: $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$

5. PARAMETRI SISMICI

Riepilogo dei dati sismici della struttura e del sito:

- Comune di Monza;
- Tipo di costruzione 3 ($V_N \geq 100$ anni): Costruzioni con livelli di prestazioni elevati
- Classe d'uso IV ($C_U=2.0$): Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti
- Categoria di sottosuolo C
- Categoria topografica T1
- $q_0 = 1.00$ (Ipotesi di comportamento elastico delle strutture);
- $K_R = 1.00$ (struttura regolare in altezza);
- Fattore di struttura $q = 1.00$

La determinazione delle accelerazioni sismiche è stata effettuata con il software *Spettri-NTCver.1.0.3* messo a disposizione dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti di cui si riportano gli estratti maggiormente significativi.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

<input type="radio"/> Ricerca per coordinate	LONGITUDINE 9,2759	LATTITUDINE 45,5834
--	-----------------------	------------------------

<input checked="" type="radio"/> Ricerca per comune	REGIONE Lombardia	PROVINCIA Milano	COMUNE Monza
---	----------------------	---------------------	-----------------

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta ▶▶▶

Variabilità dei parametri ▶▶▶

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri ▶▶▶

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata ▼

Nodi del reticolo intorno al sito

km 7,5

-7,5 7,5 km

-7,5

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="120"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="201"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1898"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2475"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
-■..... Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo info $S_B = 1,500$ $C_C = 1,551$ info

Categoria topografica info $h/H = 0,000$ $S_T = 1,000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) $\eta = 1,000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_o Regol. in altezza info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q $\eta = 1,000$ info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

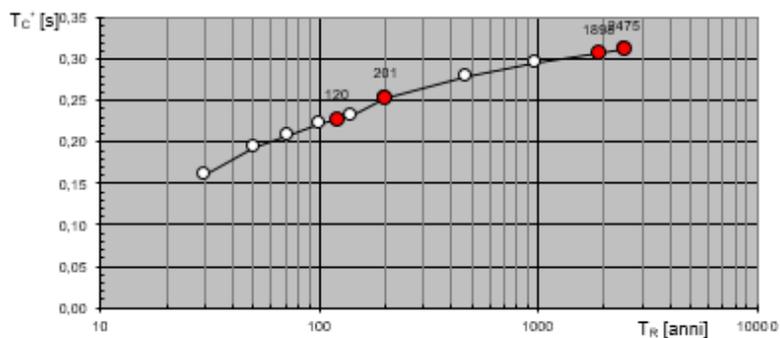
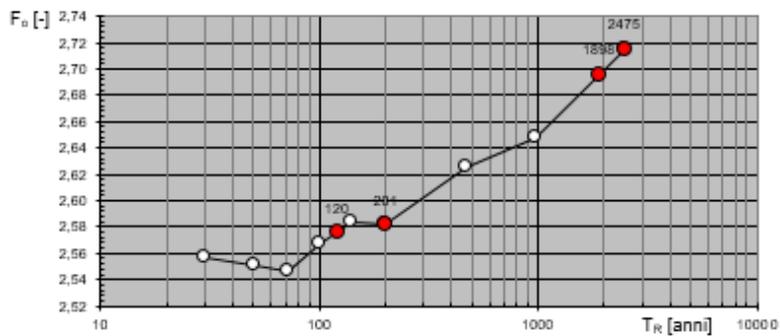
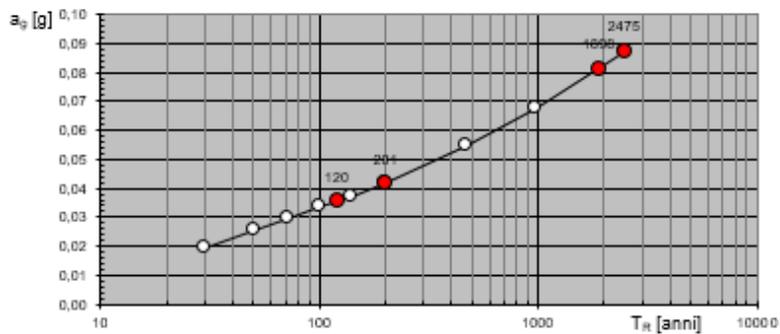
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

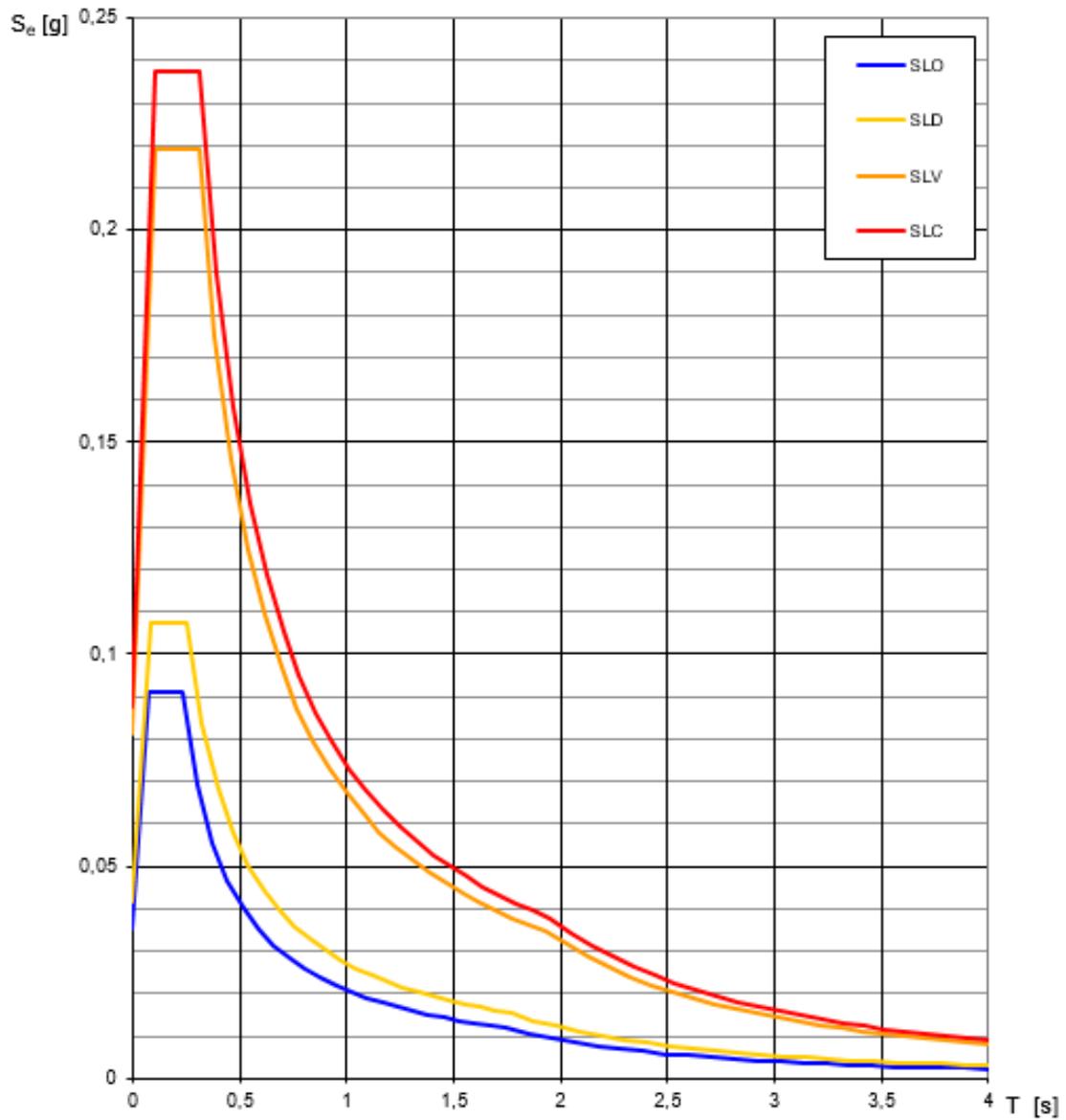
Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0,020	2,557	0,160
50	0,025	2,551	0,193
72	0,030	2,547	0,208
101	0,033	2,567	0,222
140	0,037	2,584	0,233
201	0,042	2,582	0,253
475	0,055	2,625	0,280
975	0,067	2,647	0,296
2475	0,087	2,715	0,311

Valori di progetto dei parametri a_g , F_o , T_C^* in funzione del periodo di ritorno



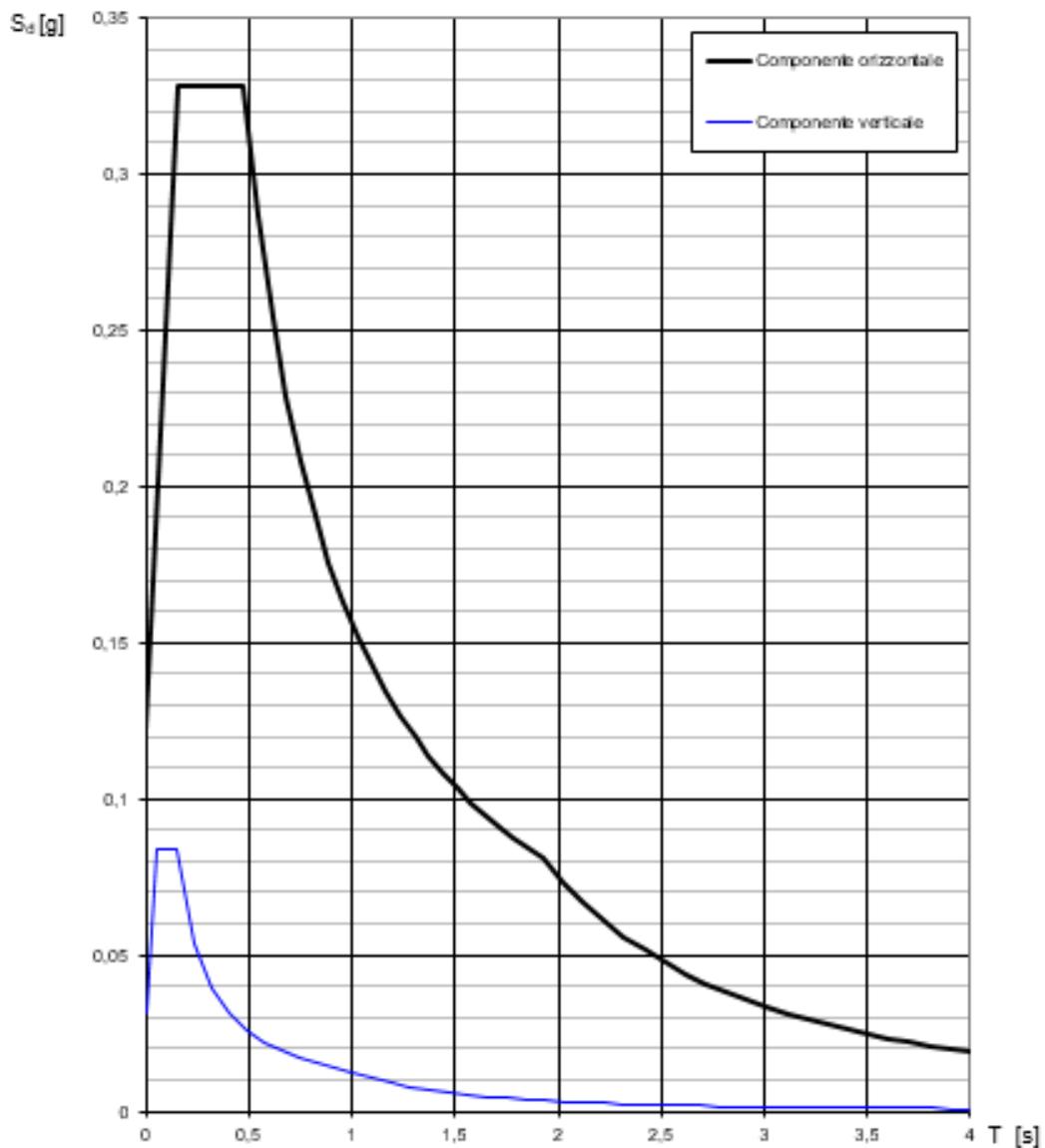
Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0,035	2,576	0,228
SLD	201	0,042	2,582	0,253
SLV	1898	0,081	2,696	0,307
SLC	2475	0,087	2,715	0,311

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



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,081 g
F_0	2,696
T_C	0,307 s
S_S	1,500
C_C	1,551
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,159 s
T_C	0,476 s
T_D	1,925 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,122
$T_B \leftarrow$	0,159	0,328
$T_C \leftarrow$	0,476	0,328
	0,545	0,287
	0,614	0,255
	0,683	0,229
	0,752	0,208
	0,821	0,190
	0,890	0,176
	0,959	0,163
	1,028	0,152
	1,097	0,142
	1,166	0,134
	1,235	0,127
	1,304	0,120
	1,373	0,114
	1,442	0,108
	1,511	0,103
	1,580	0,099
	1,649	0,095
	1,718	0,091
	1,787	0,087
	1,856	0,084
$T_D \leftarrow$	1,925	0,081
	2,024	0,073
	2,123	0,067
	2,221	0,061
	2,320	0,056
	2,419	0,051
	2,518	0,047
	2,617	0,044
	2,715	0,041
	2,814	0,038
	2,913	0,035
	3,012	0,033
	3,111	0,031
	3,209	0,029
	3,308	0,027
	3,407	0,026
	3,506	0,024
	3,605	0,023
	3,704	0,022
	3,802	0,021
	3,901	0,020
	4,000	0,019

6. SEZIONI DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le sezioni principali utilizzate per la realizzazione della copertura sono le seguenti:

- Lamiera grecata tipo A55/P 600

	Peso [kN/m ²]	J [cm ⁴ /m]	W [cm ³ /m]
sp 0.6mm	0.079	38.95	10.78

- Arcarecci HEA160

Section Name: HE160A Display Color:

Section Notes:

Extract Data from Section Property File

Open File...: c:\program files\computers and structures\sap2000 19\euro.pro Import...

Dimensions

Outside height (t3)	0,152
Top flange width (t2)	0,16
Top flange thickness (tf)	9,000E-03
Web thickness (tw)	6,000E-03
Bottom flange width (t2b)	0,16
Bottom flange thickness (tfb)	9,000E-03

Section

Properties

Cross-section (axial) area	3,880E-03	Section modulus about 3 axis	2,201E-04
Moment of Inertia about 3 axis	1,673E-05	Section modulus about 2 axis	7,700E-05
Moment of Inertia about 2 axis	6,160E-06	Plastic modulus about 3 axis	2,450E-04
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	1,180E-04
Shear area in 2 direction	9,120E-04	Radius of Gyration about 3 axis	0,0657
Shear area in 3 direction	2,400E-03	Radius of Gyration about 2 axis	0,0398
Torsional constant	1,210E-07	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

- Travi IPE200

Section Name: IPE200 Display Color:

Section Notes:

Extract Data from Section Property File

Open File...: c:\program files\computers and structures\sap2000 19\euro.pro Import...

Dimensions

Outside height (t3)	0,2
Top flange width (t2)	0,1
Top flange thickness (tf)	8,500E-03
Web thickness (tw)	5,600E-03
Bottom flange width (t2b)	0,1
Bottom flange thickness (tfb)	8,500E-03

Section

Properties			
Cross-section (axial) area	2,850E-03	Section modulus about 3 axis	1,943E-04
Moment of Inertia about 3 axis	1,943E-05	Section modulus about 2 axis	2,840E-05
Moment of Inertia about 2 axis	1,420E-06	Plastic modulus about 3 axis	2,210E-04
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	4,460E-05
Shear area in 2 direction	1,120E-03	Radius of Gyration about 3 axis	0,0826
Shear area in 3 direction	1,417E-03	Radius of Gyration about 2 axis	0,0223
Torsional constant	6,920E-08	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

- Colonne tubolari diametro 139.7mm spessore 10mm

Section Name **Display Color**

Section Notes

Dimensions

Outside diameter (t3)

Wall thickness (tw)

Section

Properties			
Cross-section (axial) area	4,075E-03	Section modulus about 3 axis	1,234E-04
Moment of Inertia about 3 axis	8,619E-06	Section modulus about 2 axis	1,234E-04
Moment of Inertia about 2 axis	8,619E-06	Plastic modulus about 3 axis	1,688E-04
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	1,688E-04
Shear area in 2 direction	2,045E-03	Radius of Gyration about 3 axis	0,046
Shear area in 3 direction	2,045E-03	Radius of Gyration about 2 axis	0,046
Torsional constant	1,724E-05	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

7. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Vengono prese in considerazione le condizioni elementari di carico di seguito determinate.

Tali Combinazioni Elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Per la determinazione dei carichi dovuti al peso proprio delle strutture e ai carichi permanenti portati, sono assunti i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$
- acciaio: $\gamma_{acc} = 78.5 \text{ kN/m}^3$

7.1. Peso proprio strutture e peso permanente

Per gli elementi in acciaio sono adottati i pesi propri per unità di lunghezza associati a ciascuna sezione considerando un peso specifico di 78.5 kN/m^3 .

Il tamponamento di copertura di spessore 55mm è realizzato mediante lamiera grecata di spessore 0.6mm e peso pari a 0.079 kN/m^2 .

Sulla copertura è prevista l'installazione di pannelli fotovoltaici di peso pari a 0.50 kN/m^2 .

7.2. Sovraccarico accidentale

La copertura non è accessibile, per cui si considera un sovraccarico accidentale pari a 0.5 kN/m^2 .

7.3. Neve

Di seguito si riportano i parametri utilizzati per il calcolo del carico neve.

- Provincia: Monza Brianza
- Zona: I – Mediterranea
- Altitudine del sito: $a_s \leq 200 \text{ m s.l.m.}$
- Carico neve al suolo: $q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$
- Coefficiente di esposizione: $C_E = 1,0$
- Coefficiente termico: $C_t = 1,0$
- Coefficiente di forma: $\mu_1(\approx 1^\circ) = 0,8$

Carico neve sulla copertura: $q_s = \mu_1 \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 1,2 \text{ kN/m}^2$

7.4. Vento

La struttura è ubicata nel comune di Monza in provincia di Monza Brianza. Di seguito si riportano i parametri utilizzati per il calcolo dell'azione del vento.

- Regione: Lombardia
- Zona: 1
- Altitudine del sito: $as < 1000$ m s.l.m.
- Velocità di riferimento: $v_{b,0} = 25,00$ m/s
- Altezza della costruzione: $z < 4,0$ m
- Classe di rugosità del terreno: C
- Distanza del sito dal mare/lago: oltre 40 km dalla costa
- Categoria di esposizione del sito: III
- Coefficiente di topografia: $c_t = 1,0$

- Pressione cinetica di riferimento: $q_b = \frac{v_{b,0}^2}{1,6} = \frac{25,00^2}{1,6} = 0,391$ kN/m²
- Coefficiente di esposizione: $c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] = 1,71$
- Coefficiente dinamico: $c_d = 1,0$

Si adottano i seguenti coefficienti di forma esterni per le superfici sopravento e sottovento:

- Coefficiente di forma esterno – copertura: $c_{pe} = \pm 1,2$

Si ottengono quindi le seguenti pressioni nette sulle superfici:

- Pressione netta su superficie copertura: $p = \pm 0,80$ kN/m²;

L'azione del vento si considera agente ortogonalmente alle superfici investite.

7.5. Azioni sismiche

L'analisi sismica delle elevazioni viene svolta mediante un'analisi statica lineare.

Le masse sismiche considerate sono desunte dai pesi permanenti precedentemente determinati.

Le analisi saranno svolte con fattore di struttura $q_0 = 1,00$ progettando la struttura affinché durante il sisma rimanga in campo elastico. Si considera quindi la struttura non dissipativa.

Si rimanda al capitolo di definizione dell'azione sismica e a quello dell'analisi per ulteriori dettagli.

8. VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E DI ESERCIZIO

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure seguenti.

8.1. Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

ovvero

$$E_d = \gamma_E E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

con $\gamma_E = \gamma_F$, e dove R_d è il valore di progetto della resistenza:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k / γ_M e della geometria di progetto a_d .

L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \times \gamma_E$.

8.2. Resistenza elementi in acciaio

Per l'acciaio la resistenza di calcolo delle membrature si pone nella forma:

$$R_d = R_k / \gamma_M$$

dove:

- R_d è la resistenza di calcolo delle membrature;
- R_k è il valore caratteristico della resistenza;
- γ_M è il fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato.

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

Tabella 4.2.VII DM17/01/18 – Coefficienti parziali di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza dei bulloni	$\gamma_{M2} = 1.25$
Resistenza dei chiodi	
Resistenza delle connessioni a perno	
Resistenza delle saldature	
Resistenza dei piatti a contatto	$\gamma_{M3} = 1.25$ $\gamma_{M3} = 1.10$
Resistenza a scorrimento	
Per SLU Per SLE	
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M6,ser} = 1.00$
Pre-carico di bulloni ad alta resistenza	$\gamma_{M7} = 1.10$

Tabella 4.2.XIV DM17/01/18 – Coefficienti parziali di sicurezza per la verifica delle unioni

9. VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E IN ESERCIZIO

9.1. Lamiera grecata

La lamiera grecata è un elemento semplicemente appoggiato sugli arcarecci, caricato in maniera uniforme dai carichi verticali agenti in copertura.

La verifica viene eseguita per una luce pari a 1.00m ed interasse pari a 2.00m.

Si riportano di seguito le azioni sollecitanti:

Combinazione dei carichi agli SLU			
SLU	pp+ppo rt+qm	3,70	[kN/m]
SLE,car	pp+ppo rt+qm	2,60	[kN/m]
Calcolo delle sollecitazioni			
SLU	M,SLU,l	0,46	[kNm]
	V,SLU,l	1,85	[kN]
SLE CAR	M,SLU,i	0,33	[kNm]
	V,SLU,i	1,30	[kN]

Si prevede di utilizzare una lamiera grecata con le seguenti caratteristiche geometriche:

$$I_{el,y} = 38.95 \text{ cm}^4$$

$$W_{el,y} = 10.78 \text{ cm}^3/\text{m}$$

Ne risulta che i valori di sollecitazione resistente sono pari a:

$$M_{Rd} = 2.82 \text{ kNm} > M_{Sd,SLU}$$

Allo stato limite di esercizio caratteristico le deformazioni massime indotte dai soli carichi accidentali e dai carichi complessivi risultano pari a:

$$\delta_{acc} = 0.25 \text{ mm} \quad \cong \quad L/3925 < L/300$$

$$\delta_{max} = 0.41 \text{ mm} \quad \cong \quad L/2415 < L/250$$

9.2. Arcarecci

Gli arcarecci di copertura sono elementi semplicemente appoggiati sulle travi principali, caricati in maniera uniforme dai carichi verticali agenti in copertura.

La verifica viene eseguita sull'arcareccio con luce maggiore, pari a 7.28m ed interasse pari a 1.00m.

Si riportano di seguito le azioni sollecitanti:

Combinazione dei carichi			
SLU	pp+ppo rt+qm	2,55	[kN/m]
SLE,car	pp+ppo rt+qm	1,78	[kN/m]
Calcolo delle sollecitazioni			
SLU	M,SLU,l	16,91	[kNm]
	V,SLU,l	9,29	[kN]
SLE CAR	M,SLU,i	11,79	[kNm]
	V,SLU,i	6,48	[kN]

Gli arcarecci sono realizzati con profili HEA160 che presentano le seguenti caratteristiche geometriche:

$$I_{el,y} = 1673 \text{ cm}^4$$

$$W_{el,y} = 220.1 \text{ cm}^3$$

$$A_v = 6.73 \text{ cm}^2$$

Ne risulta che i valori di sollecitazione resistente sono pari a:

$$M_{Rd} = 57.64 \text{ kNm} > M_{Sd,SLU}$$

$$V_{Rd} = 101.76 \text{ kN} > V_{Sd,SLU}$$

Allo stato limite di esercizio caratteristico le deformazioni massime indotte dai soli carichi accidentali e dai carichi complessivi risultano pari a:

$$\delta_{acc} = 12.49\text{mm} \quad \cong L/580 < L/250$$

$$\delta_{max} = 18.10\text{mm} \quad \cong L/390 < L/200$$

9.3. Travi

Le travi di copertura sono elementi semplicemente appoggiati sulle colonne, caricati in maniera uniforme dai carichi verticali agenti in copertura.

La verifica viene eseguita sulla trave con luce maggiore, pari a 4.30m ed interasse pari a 4.50m.

Si riportano di seguito le azioni sollecitanti:

Combinazione dei carichi agli SLU			
SLU	pp+ppo rt+qm	13,53	[kN/m]
SLE,car	pp+ppo rt+qm	9,58	[kN/m]
Calcolo delle sollecitazioni			
SLU	M,SLU,l	31,28	[kNm]
	V,SLU,l	29,10	[kN]
SLE CAR	M,SLU,i	22,14	[kNm]
	V,SLU,i	20,60	[kN]

Le travi sono realizzate con profili IPE200 che presentano le seguenti caratteristiche geometriche:

$$I_{el,y} = 1943 \text{ cm}^4$$

$$W_{el,y} = 194.3 \text{ cm}^3$$

$$A_v = 8.96 \text{ cm}^2$$

Ne risulta che i valori di sollecitazione resistente sono pari a:

$$M_{Rd} = 50.88 \text{ kNm} > M_{Sd,SLU}$$

$$V_{Rd} = 135.48 \text{ kN} > V_{Sd,SLU}$$

Allo stato limite di esercizio caratteristico le deformazioni massime indotte dai soli carichi accidentali e dai carichi complessivi risultano pari a:

$$\delta_{acc} = 5.89 \text{ mm} \quad \cong L/730 < L/300$$

$$\delta_{max} = 10.45 \text{ mm} \quad \cong L/410 < L/250$$

9.4. Colonne

Le colonne sono elementi incastrati alla base alla struttura in cemento armato, soggetti sia all'azione dei carichi verticali che alle azioni orizzontali dovute al sisma.

La verifica viene eseguita sulla colonna con area di influenza maggiore e altezza pari a 3.50m.

Si riportano di seguito le azioni sollecitanti massime:

$$M_{Sd,SLU} = 15.55 \text{ kNm}$$

$$V_{Sd,SLU} = 4.76 \text{ kN}$$

$$N_{Sd,SLU} = 12.70 \text{ kN}$$

Le colonne sono realizzate con tubolari $\phi 139.7\text{mm}$ di spessore 10mm che presentano le seguenti caratteristiche geometriche:

$$I_{el,y} = 862 \text{ cm}^4$$

$$W_{el,y} = 123 \text{ cm}^3$$

$$A_v = 25.91 \text{ cm}^2$$

Ne risulta che i valori di sollecitazione resistente sono pari a:

$$M_{Rd} = 32.21 \text{ kNm} > M_{Sd,SLU}$$

$$V_{Rd} = 391.79 \text{ kN} > V_{Sd,SLU}$$